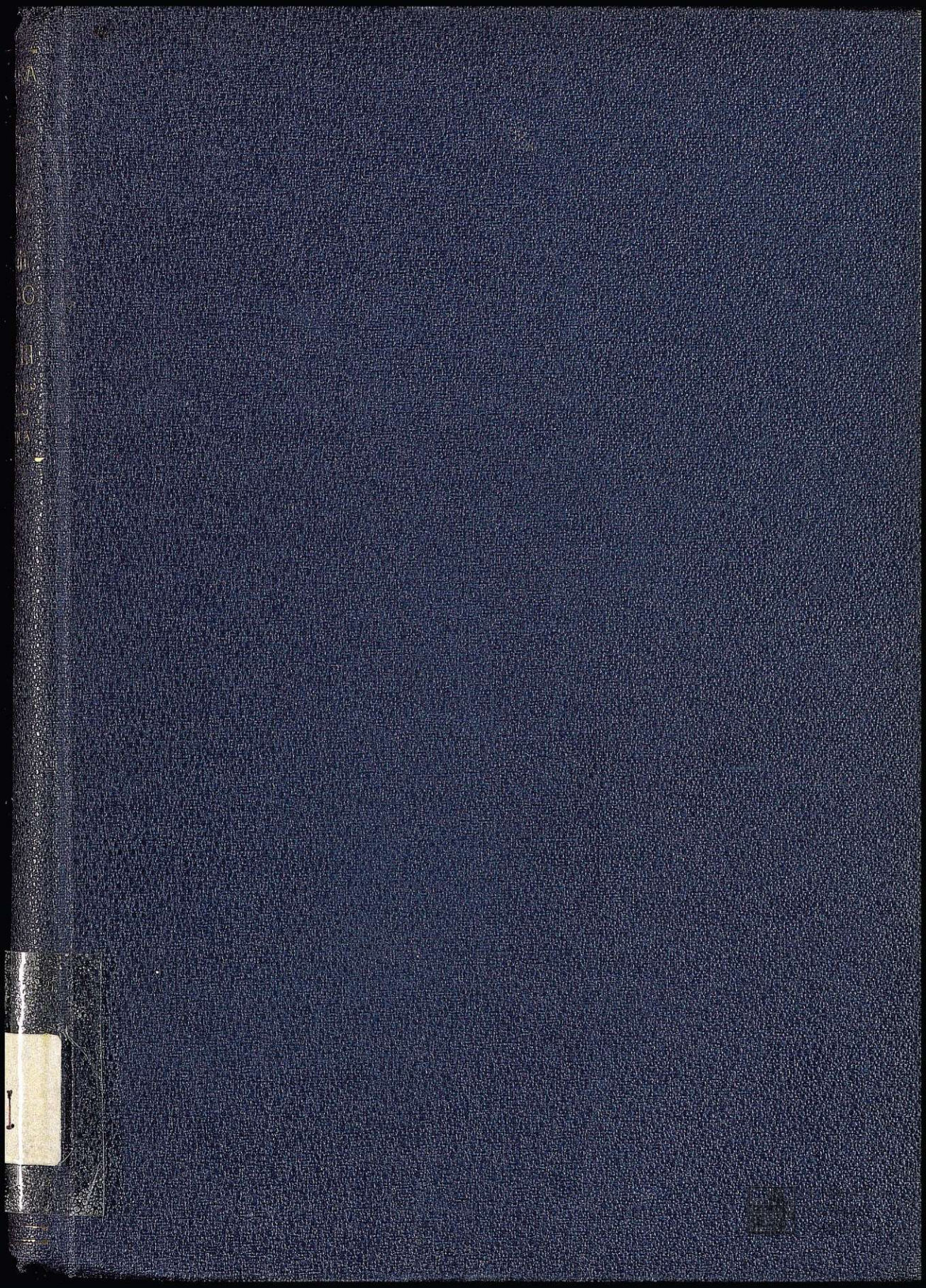
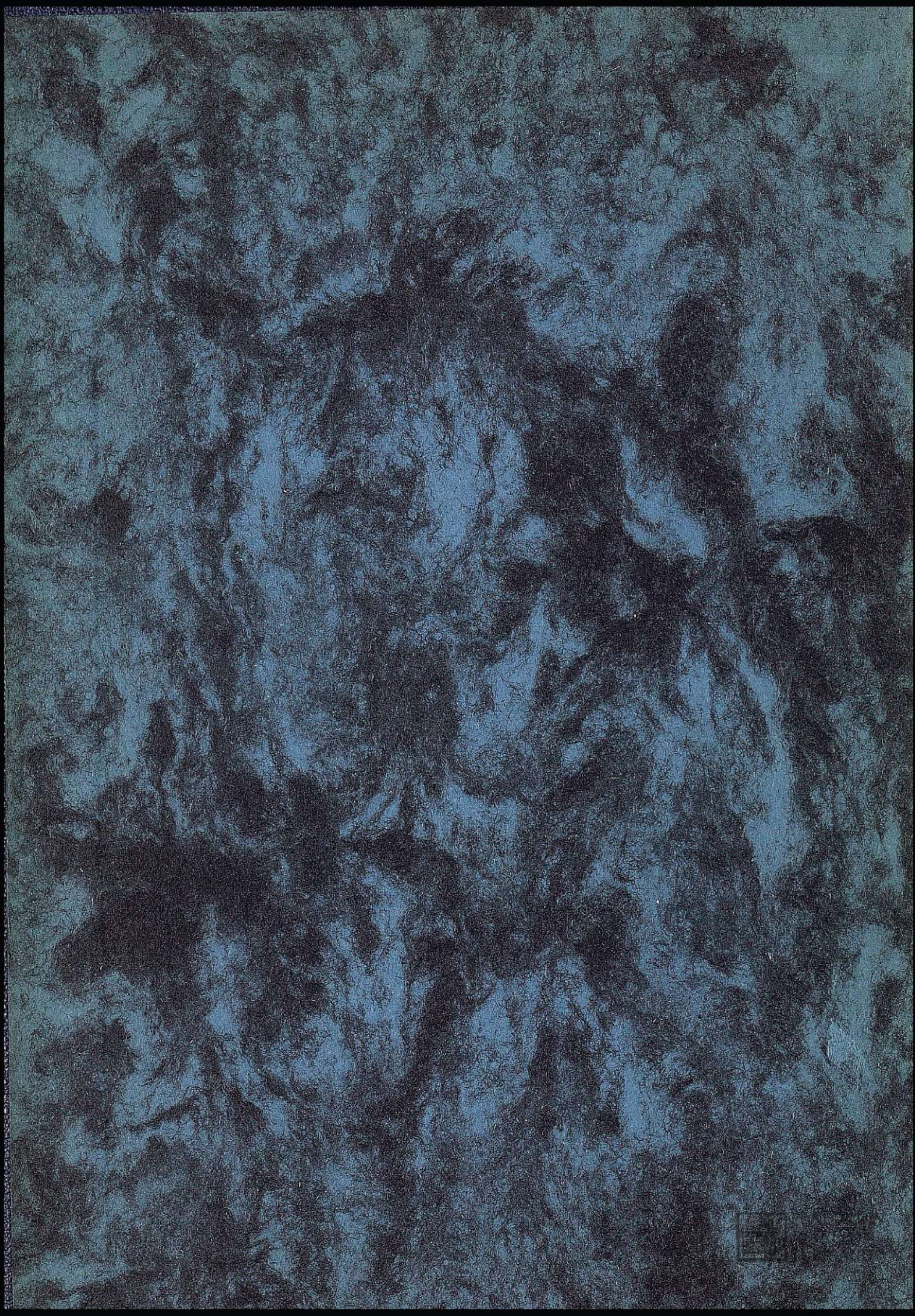






A mi querido amigo y amigo
D. Carlos García-Ariza
1.1.6 29/10/00
Ruy Chamy

PUENTES DE FÁBRICA
Y
HORMIGÓN ARMADO

TOMO III



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

OBRAS DEL AUTOR

- ESTUDIO SOBRE LOS TRANVIAS DE VAPOR. — Folleto (1890). Agotado.
- PUENTES DE HIERRO ECONOMICOS, MUELLES Y FAROS SOBRE PALIZADAS Y PILOTES METALICOS.** — Segunda edición (1895). — Obra premiada con la Cruz de Caballero de Carlos III; 258 páginas de texto, con 37 figuras intercaladas y 31 láminas en tomo separado. — Informada favorablemente por la Academia de Ciencias. — Agotadas dos ediciones de 1.000 ejemplares cada una.
- ESTUDIO SOBRE EL EMPLEO DEL ACERO EN LOS PUENTES. — Publicado en el Boletín de la «Revista de Obras Públicas», números 7, 9 y 10 de 1896. Tomo I.
- GRANDES VIADUCTOS.** — Primer tomo de la Biblioteca de la «Revista de Obras Públicas» (1897). — Obra premiada con propuesta de la encomienda de Carlos III. — Un volumen en 4.º con 30 láminas, 400 páginas y 100 figuras intercaladas en el texto: 30 pesetas.
- LA ASOCIACION INTERNACIONAL PARA EL ENSAYO DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCION. — Folleto (agotado).
- HORMIGON Y CEMENTO ARMADO. MI SISTEMA Y MIS OBRAS. — Folleto.
- PUENTES DE HORMIGON ARMADO. — Folleto de los artículos publicados en la «Revista de Obras Públicas» (1900).
- CUBIERTAS PARA DEPOSITOS DE AGUA. — Folleto (agotado).
- CONFERENCIA EN EL ATENEO DE MADRID sobre las construcciones de hormigón armado. — Folleto (agotado), 1902.
- LE BETON ARME EN ESPAGNE. — Publicado por el «Bulletin de la Société des Ingenieurs Civils de France». Mars, 1907.
- LOS PROGRESOS DEL HORMIGON ARMADO EN ESPAÑA. — Folleto (1907).
- LOS PUENTES MODERNOS. — Conferencia en el Instituto de Ingenieros Civiles. — Folleto (1908).
- EL MINISTERIO DE FOMENTO EN LA ARGENTINA. — Folleto (1911).
- EL FERROCARRIL DE TANGER A ALCAZAR. — Folleto (1913).
- LA VERDAD SOBRE EL FERROCARRIL DIRECTO DE MADRID A VALENCIA. Folleto (1914).
- LA CONVENIENCIA ESPAÑOLA EN LA GUERRA EUROPEA. — Conferencia en el Instituto Francés. — Folleto (1915).
- LA ARITMETICA Y LA HISTORIA, EN CONTRA DE LA HEGEMONIA ALEMANA. Conferencia en el Instituto Francés. — Folleto (1916).
- EVOLUCIONES CONSTRUCTIVAS. — Conferencia en la Exposición de la Construcción (1925).
- PUENTES DE FABRICA Y HORMIGON ARMADO.** — Tomo I: **Generalidades, muros y pequeñas obras.** — 324 páginas, 213 figuras y 20 láminas (1925).
- PUENTES DE FABRICA Y HORMIGON ARMADO.** — Tomo II: **Cimientos.** — 368 páginas, 261 figuras (1926).
- EN PREPARACION, EL RESTO DE ESTA OBRA.** — Tomo IV: **Construcción.**



PUENTES DE FÁBRICA
Y
HORMIGÓN ARMADO

POR

DON JOSÉ EUGENIO RIBERA

INSPECTOR GENERAL DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

PROFESOR DE LA ASIGNATURA
EN LA ESCUELA ESPECIAL DEL CUERPO

ACADÉMICO CORRESPONSAL DE LA ACADEMIA
DE CIENCIAS

TOMO III

ANTEPROYECTOS
Y PUENTES DE FÁBRICA

FUNDACION JUANELO TURRIANO
BIBLIOTECA

1929

R.522
S.452/33-III



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

PRÓLOGO

Había anunciado a mis discípulos y lectores que el tomo III de mi obra comprendería todo lo concerniente a PROYECTOS. Pero aunque procuro siempre en mis libros condensar las materias y los ejemplos a lo preciso, para dar ideas sustanciales, evitando así la confusión que produce el exagerado número de figuras y datos, alcancé 280 páginas cuando me quedaba aún por tratar la mitad de las materias que debía comprender este tomo.

Para comodidad de su lectura y rapidez de publicación, me decido a dividir en dos tomos lo que se refiere a PROYECTOS.

Este tercer tomo comprenderá, pues, dos partes.

En su primera parte, ANTEPROYECTOS, examino los datos preliminares que debe reunir el ingeniero, que serán los factores comunes de todas las soluciones: ubicación, desagüe, rasantes, plataformas, elección de tipos y luces.

En la segunda parte, PUENTES DE FÁBRICA, estudio primero los diversos elementos que han de componerlos: estribos, pilas, bóvedas en piedra o ladrillo y de hormigón (de menos de 40 m. de luz) y tímpanos, y presento, por último, ejemplos, escogidos entre los más característicos y notables, de las grandes bóvedas, bóvedas gemelas y bóvedas articuladas.

El cuarto tomo, que estoy ultimando, comprenderá otras dos partes.

En su primera parte, PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO, describiré los tramos rectos corrientes, los arcos corrientes empujados (hasta 40 m. de luz), los Modelos oficiales españoles, los grandes arcos inferiores y superiores, los arcos articulados y los apoyos de hormigón armado.

La segunda parte, OBRAS ESPECIALES, comprenderá el estudio



de los viaductos, acueductos y sifones, puentes oblicuos, ensanches y accesos y, por último, la decoración de los puentes.

Terminaré mi obra con un quinto tomo, dedicado al cálculo y construcción.

* * *

Expuesto sucintamente el programa de este trabajo, séame permitido añadir algunas consideraciones que justifiquen el criterio personal, que no he querido disimular en mi libro.

Lo he escrito, porque no me satisfacen, ni estoy conforme, con los muchos tratados de puentes publicados en el extranjero.

Mi edad y mi ya larga experiencia en estas materias me obligan a tener opiniones propias, pero he llegado a ellas después de muchos proyectos y construcciones, en los que no me han faltado yerros, que tengo la sinceridad de confesar.

Pues bien: he observado que, salvo algunas honrosas excepciones, los libros de texto suelen estar redactados por ingenieros que se han distinguido: o por su erudición bibliotecaria, o por haber colaborado en algunos proyectos de puentes de fábrica; y una de dos: o sus libros consisten en la clasificación de cuanto han leído, sin comentarios, que sólo permite la personal experiencia constructiva, o son la resultante de lo que han practicado en obras especiales, limitándose a reseñar sucintamente los demás tipos que no han aplicado.

Son esos libros, más que tratados de puentes, unas enciclopedias o diccionarios de lo que se ha hecho; pero no se dice lo que debe hacerse, y aun menos *lo que no debe hacerse*.

Bien sé yo que esta omisión de crítica será, en muchos casos, debida a la consideración que infunden los autores de los puentes examinados y al tradicional respeto a los clásicos ejemplos, que nadie se atreve a censurar.

Pero estamos hoy en una era de sinceridad y de renovación constructiva. ¿Cómo pueden justificarse los nuevos procedimientos, sino criticando los antiguos? Bueno que señalemos los progresos sucesivos provocados por eminentes ingenieros, pero forzoso es demostrar que muchos de esos puentes, notabilísimos para su época, resultan ya casi arcaicos. Si evidenciamos las ventajas de economía y rapidez que en la construcción permite, por



ejemplo, la sustitución de los puentes tan exaltados de siulería por otros de hormigón, forzoso nos será aconsejar la total renovación de materiales y tipos.

Un profesor, a mi juicio, no debe limitarse a exponer cuanto se ha hecho, sino, y muy principalmente, señalar los defectos que la experiencia hace resaltar, insistiendo sobre los perfeccionamientos que la industria, la ciencia, la audacia y los fracasos de los innovadores van sancionando en la construcción de los puentes.

Como perdí con los años aquellas timideces; como soy el primero en criticar mis propias obras cuando percibo en ellas errores, escribo este libro con la misma libertad y desenfado con que explico en clase a mis alumnos, o aconsejo a mis ingenieros en la oficina o en las obras.

Los puentes deben proyectarse sin copiar servilmente; deben justificarse por opiniones propias y, sobre todo, por una comparación razonada de los costes en las soluciones posibles.

Para que los futuros ingenieros adquieran convicciones, un tratado de puentes no debe ser un *Curso histórico*, sino más bien una *Doctrina económica*, que podrá ser equivocada, pero que práctico con sinceridad y hasta me atrevo a decir que con éxito.

Perdonen, pues, los lectores de espíritu tradicionalista, que respeto, pero no comparto, si, persiguiendo aquel objetivo, me excedo en la salsa con que adobo este trabajo, que no pretende ser un evangelio, sino la exposición de lo que *hoy día* parece más conveniente, sin perjuicio de que dentro de pocos años, al paso que va la construcción de puentes, resulten también anticuadas mis actuales opiniones.

J. EUGENIO RIBERA

Madrid, marzo de 1929.



PUENTES DE FÁBRICA Y HORMIGÓN ARMADO

ÍNDICE DEL TOMO III

PROYECTOS

	<u>Páginas</u>
PRÓLOGO	5

PRIMERA PARTE

ANTEPROYECTOS

CAPITULO PRIMERO

COMO SE PROYECTA UN PUENTE

Definiciones	19
Objeto de este tomo III.—Complejidad del problema.....	20
El ingeniero, artista, pero ecléctico.....	22
El ingeniero economista no debe olvidar el interés compuesto.....	29
El ingeniero calculista	32
Ciencia e hipótesis	33

CAPITULO II

UBICACION

Ubicación de las pequeñas obras	35
Importancia del problema en los puentes.—Cimientos seguros	36
No debe perturbarse el régimen fluvial.—Longitud mínima	37
Puentes oblicuos.—En cauces sinuosos	38
Desviaciones de ríos	39
En confluencia de ríos	40



En viaductos.—La ubicación de un viaducto puede, como la de un túnel, mandar en un trazado	41
Puentes en poblaciones	43

CAPITULO III

DESAGÜES DE LOS PUENTES

Importancia de su estudio	45
Las teorías de la Hidráulica no suelen ser aplicables	47
Niveles de estiaje y crecidas	48
En cauces firmes y regulares.—En valles inundables	50
Puentes sumergibles	51
Desagüe de los accesos al puente	52
Badenes	52
Diques	53
Traslaciones de cauces	54
Posibles equivocaciones	56
En ríos muy encauzados.—Fórmulas hidráulicas	57
Medición de las velocidades	58
Contracciones por los apoyos	61
Cálculo y propagación del remanso	62
Naturaleza del lecho y socavabilidad.—Exigencias de la navegación	63
En puentes sobre rías	64
Otros factores del desagüe	65
Conclusiones	66

CAPITULO IV

RASANTES DE LOS PUENTES

En carreteras	67
En valles inundables	71
Rasantes en ferrocarriles	73
Badén de 27 kilómetros	75
Peraltes sobre crecidas.—En grandes viaductos para carreteras	77
En grandes viaductos para ferrocarriles	79
Rasantes con o sin balasto	80
En canales y acueductos	81

CAPITULO V

PLATAFORMA DE LOS PUENTES

Definiciones.—Anchuras en caminos vecinales	83
Anchuras en carreteras	84
Anchuras en poblaciones.—Anchuras para ferrocarriles	85
Anchuras para tranvías.—Alturas libres	86
Andenes en puentes carreteros	86
Calzadas en puentes carreteros	89
Vías en puentes de ferrocarril.—Pretilos y barandillas	90



CAPITULO VI

ELECCION DE LUCES Y TIPOS

Es el problema primordial	93
Evoluciones constructivas de los puentes	94
Elección del material	94
Influencia de las luces en los puentes.....	96
Influencia de los cimientos.—Influencia de los apoyos	97
Modelos oficiales de puentes	99
Tramos o arcos.....	101
Elección de viaductos.—Abuso de los viaductos	102
Supresión de los viaductos	103
Cuándo convienen los viaductos	104
Elección de tipos de acueductos o sifones	106

SEGUNDA PARTE

PUENTES DE FABRICA

CAPITULO VII

ESTRIBOS

Definición.....	111
Disposiciones con aletas.—Muros en vuelta	112
Estribos perdidos	113
Supresión de estribos	114
Estribos en muelles	115
Semitajamares	117
Espesores	118
Aligeramientos	120
Materiales y aparejos	122
Estribos de hormigón armado.—Muros en vuelta de hormigón armado	123
Resumen	125

CAPITULO VIII

PILAS

Espesores en los arranques.....	128
Pilas-estribos	129
Taludes en puentes	130
Taludes en viaductos	131
Zócalos	132
Tajamares en los puentes	133
Sombreretes	135
Contrafuertes en pilas.—Bóvedas de arriostramiento en viaductos	136
Materiales y aparejo.....	137
Aligeramientos.—Pilas de hormigón en masa	140



CAPITULO IX

BOVEDAS DE PIEDRA O LADRILLO

(hasta 40 metros de luz)

§ I.— Disposiciones

Definiciones	143
Fibra media de una bóveda	145
Clasificación de las curvas de intradós.—Bóvedas de medio punto	146
Bóvedas escarzanas	148
Bóvedas carpaneles	151
Bóvedas elípticas	152
Comparación entre bóvedas escarzanas o elípticas	154
Bóvedas ojivales	155
Otras curvas de intradós.—Parábolas	158
Catenarias.—Elipses deformadas	159

§ II.— Dimensiones

Espesores de las bóvedas	160
Espesores en la clave	161
Espesores en los riñones.—Trazado del trasdós	164

§ III.— Materiales, aparejos y desagües

Materiales que se emplean	166
Aparejo de las bóvedas	167
Aparejo en boquillas	170
Capialzados	171
Morteros	172
Fábricas mixtas	173
Contrarrosas y desagües	175

CAPITULO X

BOVEDAS DE HORMIGON EN MASA

(hasta 40 metros de luz)

Antecedentes	179
Sus ventajas	181
Sus inconvenientes	182
Espesores.—Dosificaciones	182
Decoración	183
Puente sobre el Zújar	184
Puente de Cehégín sobre el Argos	186
Puente sobre el Nora	188
Puente de Torre-Montalvo	190



Páginas

Puentes de Barcheta y Montesa Menor	192
Otros puentes de las Compañías de Ferrocarriles	193
Conclusión	194

CAPITULO XI

TIMPANOS

Timpanos llenos	195
Terraplén	196
Altura de los tímpanos	197
Aligeramientos en la antigüedad	198
Aligeramientos longitudinales	199
Aligeramientos transversales	200
Aligeramientos en los dos sentidos	204
Aligeramientos sobre pilas.—Materiales	205
Aligeramientos de hormigón armado	206
Dispositivos para las dilataciones	208

CAPITULO XII

GRANDES BOVEDAS

§ I.— Definiciones	211
--------------------------	-----

§ II.— Puentes de piedra y ladrillo

Puente de Saint-Sauveur (Altos Pirineos)	212
Puente Aníbal	214
Puente del Diablo	215
Puentes de Lavaur y Antoinette	216
Puente de Salcano	218
Puente de Plauen	219
Puente de Orléans	220
Puente de Gour-Noir	222
Puente de Montanges	223
Puente de Cinuskel	224
Puente sobre la Vouga	225

§ III.— Con hormigón en masa

Puente sobre el Big-Muddy	226
Puente en Baltimore	227
Puente en Washington	228
Puente de Guggersback	230
Puente de Wiesen	232
Bóvedas alemanas rebajadas	233

§ IV.— Conclusiones	235
---------------------------	-----



CAPITULO XIII

BOVEDAS GEMELAS

§ I.— Consideraciones generales

Antecedentes históricos	237
Exceso de resistencia de las bóvedas continuas	239
Principios de las bóvedas gemelas	240
Ventajas de las bóvedas gemelas	241

§ II.— Descripción de las bóvedas gemelas más importantes

Puente Adolfo en Luxemburgo	243
Puente des Amidonniers	244
Puente de Sidi-Rached	249
Puente de Walnut Lane	247
Puente de Cleveland	248
Puente de Spokane	250
Puente de Nicholson	252
Puente del Hôtel Dieu.—Puente de Villeneuve	254
Conclusiones	256

CAPITULO XIV

BOVEDAS ARTICULADAS

§ I.— Disposiciones y reseña histórica

Disposición general	257
Tipos de articulación	258
Reseña histórica	259

§ II.— Articulaciones con plomo

Puente de Gradefes	261
Puente de Garching	262

§ III.— Articulaciones de rodadura

Puente de Gohren	264
Puente de Illerbeuren	265

§ IV.— Articulaciones giratorias

Puente de Neckarhausen	267
------------------------------	-----



§ V.— **Bóvedas semiarticuladas**

Puente de Morbegno	268
--------------------------	-----

§ VI.— **Conclusiones**

No se han generalizado. Sus ventajas. Sus inconvenientes.....	270
¿Cuándo deben emplearse?	271

CAPITULO XV

RESUMEN DEL TOMO III

Necesidad de anteproyectos. Apoyos.....	273
Bóvedas hasta 40 metros de luz. Tímpanos. Grandes bóvedas.....	274
Bóvedas gemelas. Bóvedas articuladas.....	275
Inconveniente principal de las bóvedas de fábrica u hormigón en masa.....	275
Decoración. Conclusión final.....	276



PRIMERA PARTE

ANTEPROYECTOS

CAPÍTULO I.—Cómo se proyecta un puente.

CAPÍTULO II.—Ubicación.

CAPÍTULO III.—Desagüe.

CAPÍTULO IV.—Rasantes.

CAPÍTULO V.—Plataforma.

CAPÍTULO VI.—Elección de tipos y luces.



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPÍTULO I

CÓMO SE PROYECTA UN PUENTE

Definiciones. — Objeto de este tomo III. — Complejidad del problema. —

El Ingeniero artista, pero ecléctico. — El Ingeniero economista. — No debe olvidarse el interés compuesto. — El Ingeniero calculista. — Ciencia e hipótesis.

Definiciones. — Ya definimos como *puentes*, en el Tomo I de este libro (1), aquellas obras de 10 metros de luz en adelante destinadas a cruzar las vaguadas de los ríos, reservando el nombre de *viaductos* a las que salvan depresiones sensibles de terreno.

Son *puentes-viaductos* cuando en estas vaguadas exista un río de sección muy inferior al desagüe del viaducto.

Y, por último, llamamos *acueductos* y *sifones* a las obras especiales destinadas a dar paso a los canales, ya con las rasantes del cajero, ya en conducción forzada.

Todas estas obras necesitan empalmar con las explanaciones por medio de terraplenes, que frecuentemente se llaman *de avenidas*.

Pero como también a las *crecidas* de los ríos se las suele llamar *avenidas*, para evitar confusiones, el autor prefiere, y así lo hará en este libro, emplear el nombre de *accesos de los puentes* para los terraplenes y obras llamadas *de avenidas*, y no utilizar tampoco

(1) En las páginas 20 a 22 del primer tomo se detallan estas definiciones.



este último nombre para las *crecidas* de los ríos, cuya palabra procurará emplear exclusivamente.

Asimismo, para evitar repeticiones, añadiremos que, salvo los párrafos y capítulos especiales dedicados a los *viaductos*, *acueductos* y *sifones*, cuanto digamos de los *puentes en general* es aplicable a aquellas otras obras de paso para vías terrestres o hidráulicas.

Objeto de este tomo III. — Hemos enumerado en el tomo I los materiales que pueden emplearse en las obras de fábrica, y reseñamos la infinita variedad de las disposiciones que se han imaginado desde los tiempos más remotos para cruzar los ríos o depresiones del terreno, los *Muros*, que sirven para contener las tierras, y, por último, las *Pequeñas obras* de luces inferiores a diez metros, que permiten el desagüe de las vaguadas de menor cuantía.

En el tomo II, *Cimientos*, hemos estudiado comparativamente los procedimientos de cimentación que permiten realizar la *Infraestructura*, por decirlo así, de todas las obras.

Vamos a dedicar este tomo III, *Proyectos*, al examen escalonado de los problemas que se presentan para proyectar la *Superestructura de los puentes de fábrica y hormigón armado*.

Complejidad del problema. — Este problema, que parece el más vulgar y corriente de la Carrera de Ingeniero de Caminos, es, sin embargo, de los más complejos que se le presentan.

La gran variedad de soluciones que el Arte constructivo y la Ciencia mecánica han imaginado, constituye la más aparente dificultad, *l'embarras du choix*, que dicen gráficamente los franceses, que sólo puede traducirse, imperfectamente, por *la duda en la elección*.

En efecto, un puente puede proyectarse con los siguientes materiales o disposiciones:

		Naturales: sillerías y mamposterías.
	Fábricas..	Artificiales: ladrillos y hormigones.
Materiales	Hormigón armado.	
	Acero laminado.	
	Cables.	
	Madera.	



Disposiciones en arco de fábrica, hormigón armado o acero..... { Arcos inferiores, superiores o medios { Luces: de 10 a 200 m.
 { Flechas: de 1/1,5 a 1/15.
 { Curvas directrices de los arcos: circulares, carpaneles, elípticas, parabólicas, funiculares, catenoides, etc.

Disposiciones en tramos rectos o con reacciones verticales sobre apoyos.. { De hormigón armado. { Con vigas macizas: de 10 a 30 m.
 { Metálicos, con sus múltiples combinaciones. { Con vigas aligeradas: de 20 a 60 m.

Puentes colgados Móviles o rígidos.

Pero no son la elección del material, ni la de las luces, ni la del tipo y de la disposición del puente los problemas más indeterminados.

Hay otros problemas previos e indispensables más esenciales y variables aún, y que integran el proyecto de la obra, y son:

La *ubicación* o *emplazamiento*, que está en íntima conexión con el trazado de la vía carretera, férrea o hidráulica, pues unas veces es consecuencia del trazado, pero también puede ser el puente, viaducto, acueducto o sifón *el que imponga el trazado* de la vía, según más adelante veremos.

Pero la *ubicación* debe estudiarse simultáneamente con los *cimientos* de la obra.

Puede encontrarse una ubicación magnífica para un puente o viaducto, desde el punto de vista del trazado, de los materiales, de la disposición que permita la superestructura de la obra, y ofrecer, sin embargo, dificultades y gasto de cimentación tales que obliguen a desechar aquel emplazamiento.

Es, pues, obligado tener en cuenta a la vez los dos factores: *cimientos* y *ubicación*.

Pero no basta.

Es necesario fijar también el *desagüe* que ha de necesitar el puente.

Cuando es excesivo, suele encarecerse sensiblemente la obra. Si es escaso, peligran los *cimientos*, a menos que se profundice exageradamente.

Debe, pues, también calcularse el desagüe con vistas *al procedimiento y a la importancia de las cimentaciones* que el subsuelo imponga.



Asimismo hay que determinar las *rasantes* del puente, no sólo teniendo en cuenta las exigencias del trazado y de la explotación de la vía, sino de las crecidas máximas del río y de su libre desagüe en toda la anchura de los valles atravesados.

Hay que fijar después la *anchura transversal* del puente, que varía esencialmente según las necesidades, así como las *sobrecargas* máximas que podrán actuar y que deberá resistir holgadamente.

Y sólo entonces es cuando podrá comenzarse el estudio de los *anteproyectos* con las soluciones posibles más aplicables al caso, variando las luces y las *disposiciones* en arcos o tramos de la superestructura, y los *materiales* que pueden emplearse en la obra.

El Ingeniero artista, pero ecléctico. — Tiene primeramente el Ingeniero que poner en juego sus disposiciones artísticas en el más amplio concepto de esta palabra (1), croquizando los tipos más racionales y mejor proporcionados en cada caso, ya sea apelando a los ejemplos conocidos o imaginando las disposiciones originales que se le ocurran.

En los puentes de pequeña importancia las soluciones son poco numerosas, y la elección entre ellas no suele ofrecer dudas.

Pero en los de gran luz y altura aumenta la variedad de tipos posibles, y se complica el problema si el Ingeniero artista tiene el *eclecticismo*, que debe ser su característica (2).

Para evidenciarlo, recordaremos un ejemplo personal: el proyecto que redactamos en 1897 (hace treinta años) para el puente-viaducto de Pino, sobre el Duero (Zamora).

Las figuras 1.^a a 12 dan idea de las disposiciones que podían adoptarse entonces para aquel puente, todas ellas clásicas y realizadas por eminentes Ingenieros.

De entonces acá, la guerra europea, por un lado, con sus tras-

(1) *Arte*, según la Academia, es la «virtud, disposición o industria para hacer alguna cosa». La *construcción* es un arte, y fueron artistas los más geniales constructores de la Antigüedad y del Renacimiento.

(2) El autor, a pesar de sus preferencias bien conocidas por los puentes de hormigón armado, no vacila en muchos casos en proponer y construir soluciones metálicas: el puente de Mora de Ebro, sobre el Ebro, lo ha proyectado y construido con vigas continuas de 276 metros, con 48 y 60 m. de luz; en Amposta, sobre el mismo río, proyectó y construyó un tramo colgado de 135 m. de luz, descrito en la *Revista de O. P.* del año 1914, páginas 527, 539 y 551.



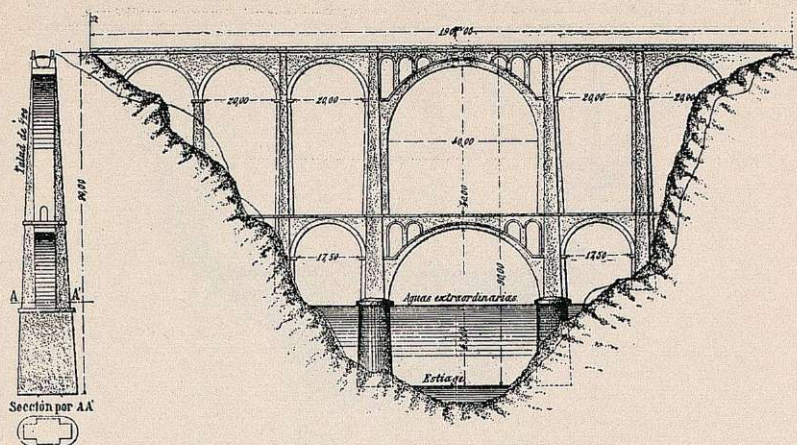


Fig. 1.ª Tipo Goetzschal (Sajonia)

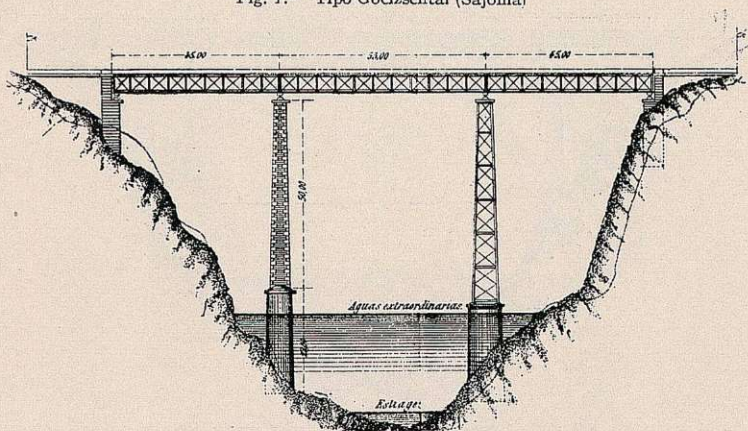


Fig. 2.ª Tipo Alcoy (España)

Fig. 2.ª bis. Tipo Salado (España)

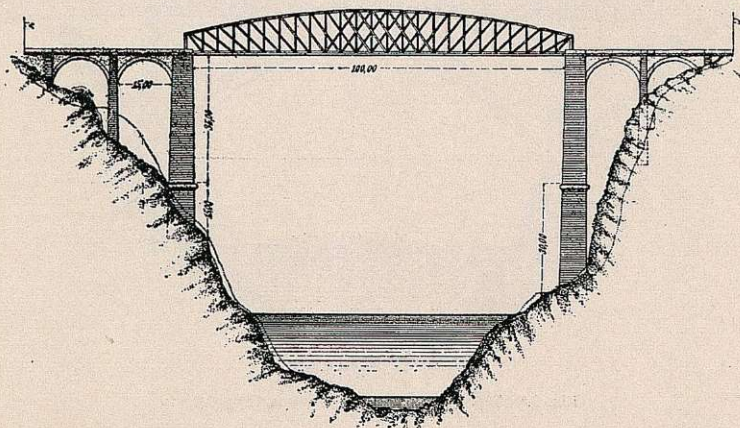


Fig. 3.ª Tipo Rance (Francia)

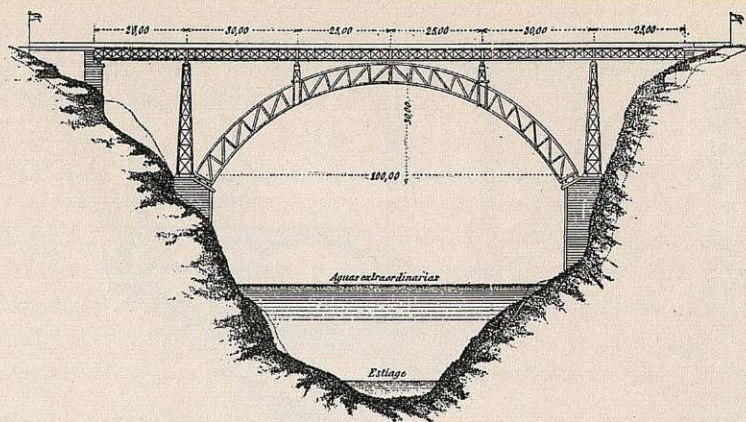


Fig. 4.ª Tipo Palermo (Italia)

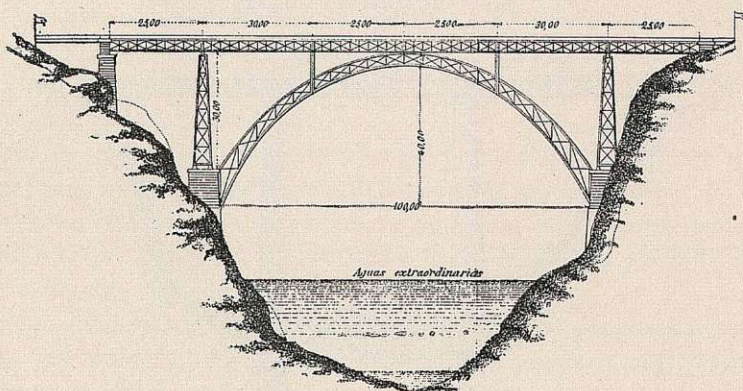


Fig. 5.ª Tipo Seyrig. Puente Don Luis (Oporto) 1884

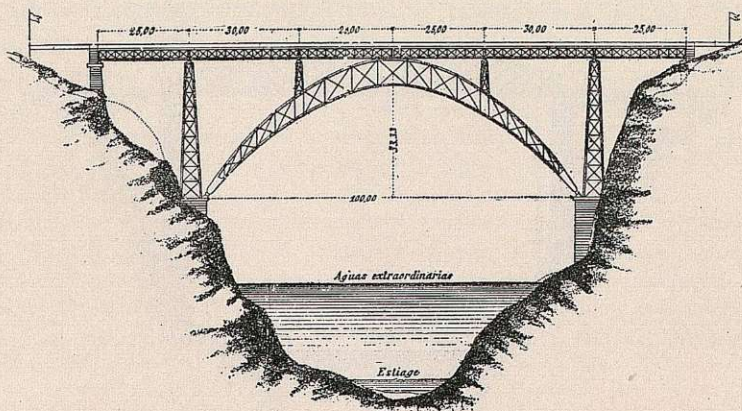
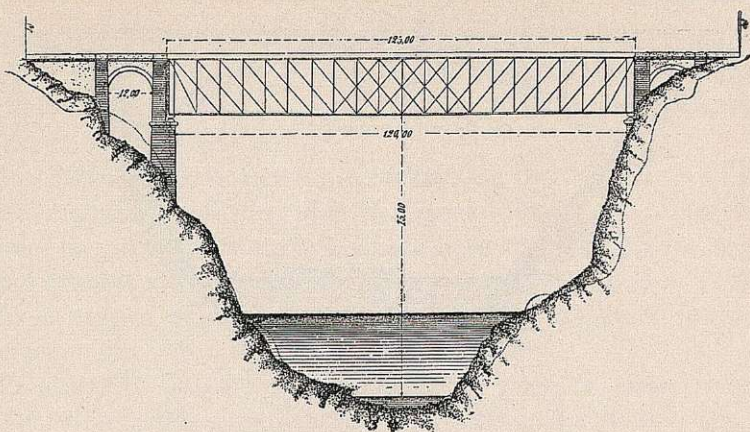
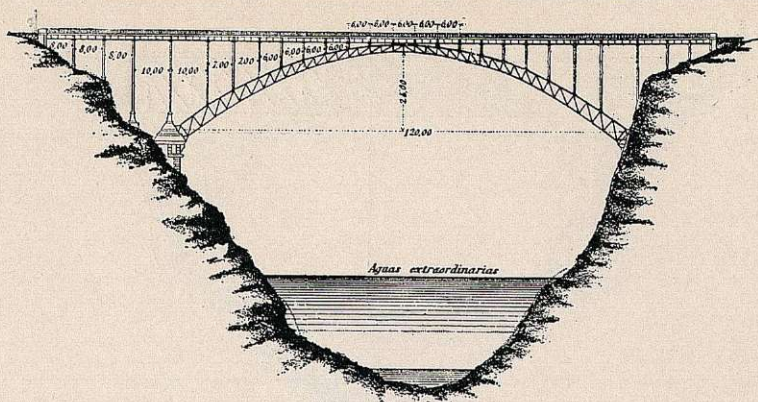


Fig. 6.ª Tipo Eiffel, en Garabit (Francia) y Oporto







tornos en los precios de mano de obra y materiales, y por otro lado los notorios progresos del hormigón armado, han venido a perturbar radicalmente las apreciaciones y los procedimientos de construcción del siglo pasado.

Las fábricas caras tienden a sustituirse con hormigones fabricados mecánicamente; los obreros especialistas se suprimen en lo posible; los puentes enteramente metálicos, principalmente los que exigen trabajo delicado en el taller y montajes difíciles, van dejando el paso a las soluciones de hormigón en masa o de hormigón armado, ambos ejecutados con peones.

El aumento de las sobrecargas en los puentes, sobre todo en los de ferrocarriles, justificados en la nueva Instrucción para el cálculo de puentes metálicos, aprobada por R. O. de 24 de octubre de 1925, redactada por nuestro compañero D. Domingo Mendizábal, agudiza aún más la superioridad económica de las soluciones de hormigón en la mayor parte de los casos.

Es, pues, preciso tantear, por lo menos, las disposiciones posibles con los tipos modernos de puentes, poniéndolos en parangón con las soluciones que fueron clásicas el siglo pasado, si desde el primer examen ofrecieran éstas alguna duda.

No debe creerse, sin embargo, que el hormigón armado es la panacea constructiva de los puentes.

En el puente-viaducto de Pino, por ejemplo, las soluciones de hormigón armado que parecen más aplicables son las representadas por las figuras 13 y 14.

Pero quizá fuera conveniente compararlas con la solución metálica de *Cantilever*, de la figura 15, o con la nueva disposición de puentes colgados rígidos, sistema Gisclard, que ofrece grandes economías de metal, y sobre todo de montaje, sin los inconvenientes de la movilidad de los antiguos puentes de esta clase (1).

Hemos, pues, demostrado que cuando se trata de obras impor-

(1) En nuestro citado artículo de la *Revista de O. P.* de 24 de septiembre de 1911, sobre el puente-viaducto de Pino y en mi autocritica de aquel proyecto, al reconocer el aumento de gasto que produjo la construcción del arco aprobado, por el encarecimiento del metal en cerchas curvas y el enorme gasto y peligros del montaje en voladizo, aconsejaba para casos análogos la sustitución de este tipo de puentes. Hubiera resultado más económico, en definitiva, o la solución de tramos metálicos continuos sobre pilas de acero montados por lanzamiento o la de un puente colgado.



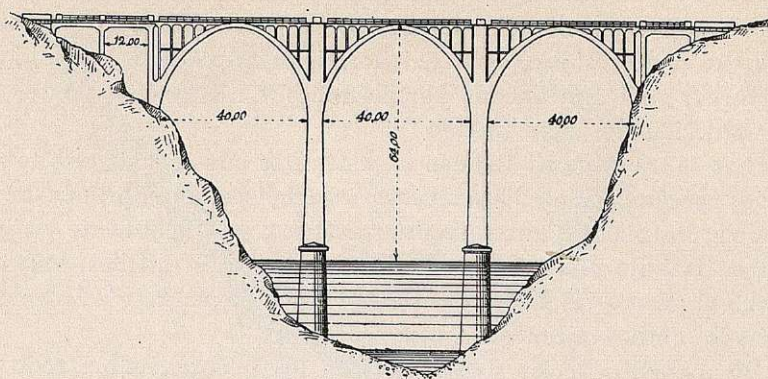


Fig. 13. Tipo Pyrimont (Francia)

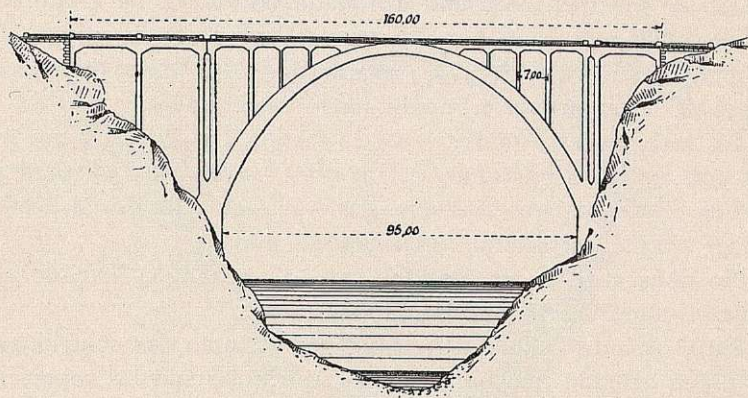


Fig. 14. Tipo Alcoy (España)

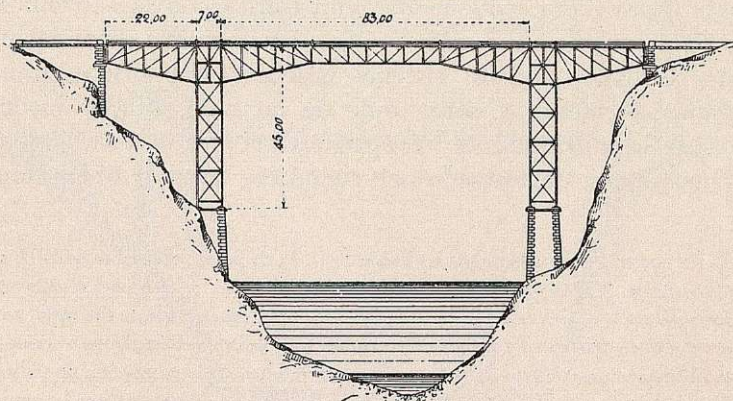


Fig. 15. Tipos Cantilever



tantes es necesario el examen comparativo de las soluciones más adecuadas a las circunstancias de la ubicación y perfil de la vaguada.

El Ingeniero economista. — Una vez seleccionadas las disposiciones del puente más racionales, el Ingeniero debe despojarse de su calidad de artista y entrar de lleno en sus funciones financieras.

En efecto, no debe sólo preocuparse el autor de un proyecto de realizar una obra hermosa y permanente.

Debe recordar que está obligado a defender ante todo los intereses de la Administración, en la que no desempeña una función sacerdotal y científica, sino gestora y económica.

Ha de apreciar que así como el puente debe tener, como ya dijimos, *el cimiento que se merece*, en cada vía de comunicación deben proyectarse los puentes que le corresponden con arreglo al servicio que han de prestar.

A igualdad de ubicación, de desagüe, de materiales, no se proyectan las obras de un camino vecinal *con igual criterio de duración, ni de resistencia siquiera*, que para un ferrocarril de gran y constante tráfico.

Aquél puede correr la contingencia de ser destruído, pero su caída sólo perturbaría necesidades locales y secundarias; la explotación permanente de una gran vía férrea debe, en cambio, estar al abrigo de una interrupción en el tráfico y en la vida de una gran zona del país.

No debe olvidarse el interés compuesto. — Hay que tener también muy presente que la economía que puede obtenerse en estas obras permitirá, *capitalizándolas a interés compuesto*, reconstruir otros puentes análogos o mejores al cabo de unos pocos años.

Insistimos sobre este concepto primordial, que hemos sugerido ya en nuestro tomo II (pág. 22) al ocuparnos del estudio de los cimientos, en el que recordamos que con intereses compuestos de 5, 6 y 7 por 100 se duplican los capitales al cabo de catorce, doce y diez años, respectivamente.

No basta, pues, que al Ingeniero artista le satisfaga más una solución de fábrica, por creer que así realizaría una obra para los siglos venideros.



Aunque muy vulgar, es fundamentalmente erróneo suponer que un puente de sillería resulta *a la larga* más económico que los de hierro u hormigón armado.

En cuanto la economía entre una u otra solución sea del 20 por 100, por ejemplo, los intereses compuestos de esta economía permitirían *reconstruir* otro puente nuevo al cabo de menos de treinta años. Quizá para entonces existan otras necesidades y otros materiales y convenga realizar el futuro puente con nuevas disposiciones.

Las diferencias de coste pueden ser enormes, y si no pueden apreciarse por experiencia propia, hay que calcular, aunque sea aproximadamente, los anteproyectos que el Ingeniero artista ha concebido.

Para dar idea de la necesidad de esta comparación económica, reproducimos a continuación los presupuestos de las doce soluciones del puente-viaducto de Pino, antes citadas (1):

(1) Estos presupuestos, redactados en 1897, tendrían hoy que multiplicarse por 2,5.

Pueden verse detalles de este estudio en nuestro libro *Estudio sobre los grandes viaductos*, año 1897, que forma parte de la Biblioteca de la *Revista de Obras Públicas*.

También en el libro *Ponts suspendus*, de M. Gr. Leinekugel Le Cocq, tomo II, página 260, incluye su autor el citado cuadro comparativo, para demostrar la economía que puede obtenerse con el puente colgado.



Número de las figuras	SOLUCIONES ESTUDIADAS	PUENTES CONSTRUIDOS TOMADOS COMO TIPO	PRESUPUESTO DE EJECUCION MATERIAL CON FABRICAS DE	
			Sillerías y mamposterías y mamposterías concertadas	Hormigones ordinarios
			Pesetas	Pesetas
1. ^a	Completamente de fábrica	Goeltzschthal (Sajonia) (1851)	1.727.000	964.000
2. ^a	Tramos rectos continuos sobre pilas de fábrica	Alcoy (España)	1.101.000	697.000
3. ^a	Vigas parabólicas (Bow-string)	Moerdick (Holanda) y Rance (Francia) ..	655.000	582.000
4. ^a	Grandes luces sobre arco (tipo suizo) ...	Kirchenfeld (Berna) (1883) y Palermo (Italia) (1888)	654.000	570.000
5. ^a	Grandes luces (tipo Seyrig)	Puente Don Luis, en Oporto (1884)	635.000	551.000
6. ^a	Grandes luces (tipo Eiffel)	Garabit (Francia) (1884) y Oporto (1878) ..	614.000	532.000
7. ^a	Tramo recto (tipo americano L'Inville) ...	Cincinnati y Kentucky-River (E. U. A.) (1877) Salado (España)	575.000	474.000
2 bis	Tramos rectos continuos sobre pilas metálicas	Castellaneta (Italia) y Friburgo (Suiza) (1863)	652.000	412.000
8. ^a	Arco metálico empotrado con accesos de fábrica	Javroz y Schwarzwasser (Suiza) (1880 y 1882)	505.000	409.000
9. ^a	Arco metálico articulado con accesos de fábrica	Washington (E. U. A.) (1889) y Pontevedra (1897)	443.000	352.000
10	Tablero metálico de pequeñas luces sobre arco empotrado	Javroz y Schwarzwasser (Suiza)	346.000	317.000
11	Tablero metálico de pequeñas luces sobre arco articulado. (Solución adoptada.) ...	Washington (E. U. A.)	333.000	303.000
12	Puente colgado de cables parabólicos	Saint-Illpize-sur-Allier (1898)	307.000	264.000



Vemos, pues, cómo entre soluciones, todas clásicas y, por tanto, admisibles técnicamente, pueden haber diferencias de coste de 300.000 a 1.800.000 pesetas, es decir, el séxtuplo.

Por último, no ha de olvidar el autor de un proyecto de puente que una cosa es *dibujar* y otra *construir*; que no debe preocuparse tanto de reducir el volumen de las fábricas y el peso de los hierros, sino *el gasto total* de ejecución que su empleo en obra ha de ocasionar.

Ya veremos la excepcional importancia que tiene este punto de vista; ya demostraremos que no es más barato el puente que necesite menos metros cúbicos de hormigón y menor cantidad de kilogramos de acero, si exige su ejecución más costosos medios auxiliares y mayor número de jornales, gastos que se pierden por completo. Es decir, que incluso a igualdad de coste, será siempre preferible la solución que ofrezca mayor masa, pues habría de sufrir menores vibraciones, que pueden ser destructoras.

Y sólo habida cuenta de todos estos factores y circunstancias, es como puede el Ingeniero *aproximarse a la solución óptima*, que consistirá, en definitiva, en resolver el problema con el menor desembolso a igualdad de resistencia y duración del puente.

El Ingeniero calculista.—Elegida la disposición preferible y la más económica, mediante los anteproyectos y sus presupuestos previos, se procederá a confeccionar el proyecto propiamente dicho.

Solamente entonces es cuando interviene la ciencia del Ingeniero.

Tendrá que estudiar el detalle de todos los elementos que pondrán la obra: cimientos, estribos y pilas, tramos o arcos, muros y obras complementarias y de defensa de los accesos y crecidas y la decoración adecuada al conjunto.

Simultáneamente *deberá comprobar* las resistencias de cada uno de estos elementos, a los que se pueden dar muy distintas dimensiones.

Decimos *comprobar*, porque los espesores de muros, pilas o bóvedas y las secciones de las armaduras metálicas *no se deducen del cálculo*, sino que se fijan previa y aproximadamente por experiencia propia o por comparación con análogos casos.

La mecánica sólo permite *comprobar* que son escasos o excesivos



los espesores y secciones, y sólo por tanteos se obtienen con bastante aproximación las que resulten suficientes.

Ciencia e hipótesis.—Pero no debe olvidarse que una cosa es la ciencia y otra cosa es la hipótesis, y sin remontarnos a las alturas del insigne Poincaré (1), creemos útil insistir sobre esta consideración.

Las *Matemáticas* dan soluciones precisas, inmutables.

La *Mecánica aplicada a las construcciones* ya no ofrece igual exactitud, pues las hipótesis admitidas para su explicación y formulismo, cuando no son arbitrarias, *no se realizan sino aproximadamente en la práctica.*

Tienden los Ingenieros noveles a considerar como dogmas las hipótesis; suponen, por ejemplo, con relativa frecuencia, que un estribo o unas pilas o palizadas quedan perfectamente empotradas en el terreno por tener un cimiento profundo, y no vacilan en proyectar bóvedas rígidas, o vigas metálicas continuas, o pórticos de hormigón armado, cuyos cálculos están fundados en la inmovilidad del terreno y fábricas.

Y, sin embargo, son muchos los casos en que el hipotético empotramiento no se realiza, y en cuanto uno de aquellos cimientos asiente o ceda, *desaparece la aparente exactitud del cálculo* y la obra se deforma, cuando no se derrumba.

Es cierto que nos aproximamos hoy, con la hipótesis elástica, a una comprobación más exacta del trabajo en las bóvedas.

Pero, sin embargo, la elasticidad que se supone en las bóvedas es seguramente más compleja que las hipótesis admitidas por la Resistencia de materiales (2).

(1) En su conocido libro *La science et l'hypothèse* (París; Flammarion, 1912), dice este genial matemático: «La experiencia es el manantial único de la verdad; ella sólo puede enseñarnos algo nuevo; ella sólo puede darnos la certeza.»

(2) El autor se adhiere en un todo a lo que sobre este particular afirma el ilustre Sejourné en su libro *Grandes voûtes*, tomo III, página 381: «No se dispone en este momento, para el cálculo de bóvedas, de mejor hipótesis que la hipótesis elástica.»

«En resumidas cuentas, aceptémosla, no porque sea la verdad, sino porque bóvedas delgadas así calculadas están resistiendo.»

«Pero no la aceptemos sino muy provisionalmente, a beneficio de inventario, es decir, hasta que nuevos experimentos establezcan otras fórmulas que se ajusten mejor a los hechos.»



Tampoco estamos seguros ni de la homogeneidad de los materiales y fábricas, ni de la perfección de la mano de obra.

Se supone, por ejemplo, que un muro bien hecho trabaja como un monolito, lo que es a veces mucho suponer; pero, en cambio, no se tiene la convicción del ángulo de corrimiento del terraplén que sobre él actúa, ni de la perfecta incomprensibilidad del suelo en que se apoya el cimiento.

Porque ignoramos aún todos los fenómenos mecánicos que se producen en una construcción en estado de potencia, se aumentan las dimensiones de los elementos de una obra *mediante el ingenuo eufemismo de los coeficientes de seguridad*, que es la careta con que encubrimos la inseguridad de nuestros cálculos.

¿A qué, pues, perseguir las *decimales* con tanto ahinco, cuando no estamos seguros de las *unidades*?

No motejemos, pues, a la experiencia y al empirismo, que es resultante de aquélla; copiemos lo que han hecho otros, y no recurramos al cálculo sino con una fe proporcional a nuestra confianza en sus hipótesis.



CAPÍTULO II

UBICACION

Ubicación de las pequeñas obras. — Importancia del problema en los puentes. — Cimientos seguros. — No debe perturbarse el régimen fluvial. — Longitud mínima. — Puentes oblicuos. — En cauces sinuosos. — Desviaciones de ríos. — En confluencia de ríos. — En viaductos. — La ubicación de un viaducto, como la de un túnel, puede mandar en un trazado. — Puentes en poblaciones.

La ubicación o emplazamiento de un puente debe, naturalmente, elegirse para que la obra resulte lo más económica y segura.

En todo río o depresión de terreno se presentan desigualdades de *anchura*, de *altura* de crecidas, de *profundidades* de *cauce* y de *permeabilidad* y *resistencia* del *lecho*.

Ya de antiguo se situaban los puentes en los estrechamientos de los ríos, donde las márgenes suelen ser más firmes. Las obras resultaban más cortas y se cimentaban con mayor facilidad.

Pero no es siempre fácil este problema, que es el primero que se presenta al proyectar un puente, y el que más directamente influye en su coste y hasta en su duración.

Ubicación de las pequeñas obras. — Sabido es que al estudiar un trazado el criterio que se adopta varía esencialmente según la clase de vías que se proyecta.

Un camino vecinal es más sinuoso que una carretera y admite menores radios de curvas. Al poderse ceñir más al terreno, se procura reducir la importancia de tajeas, alcantarillas y pontones.

En los ferrocarriles, en cambio, que exigen grandes radios para



las curvas, la menor barrancada obliga a veces a construir obras de fábrica de mucha mayor importancia que la que demanda el caudal de la vaguada. Para disminuir las dimensiones de una alcantarilla, escogiéndole una favorable ubicación, no es cosa de violentar el trazado horizontal reduciendo el radio de las curvas, aumentando las trincheras o túneles inmediatos o bajando las rasantes.

En resumen, tratándose de *pequeñas obras*, las ubicaciones de éstas dependen de la flexibilidad que el trazado de la vía consienta.

En cada vaguada o depresión se resuelve el problema del trazado de la vía simultaneándolo con el de la ubicación de la obra mediante un ligero estudio del terreno (1).

Importancia del problema en los puentes. — Pero a medida que aumentan el caudal de los ríos, la anchura de sus cauces y la altura de sus crecidas, el problema de la ubicación de las obras necesarias para atravesarlos va adquiriendo más complejidad e importancia.

Puede alcanzar tal magnitud, que *sea el emplazamiento favorable de un puente o viaducto el que mande en el trazado o el que imponga una variación.*

Veamos cuáles son los factores que intervienen en la ubicación de un puente.

Cimientos seguros. — Ya enumeramos en el tomo II la gran variedad de procedimientos que pueden emplearse en la cimentación de las obras.

En cualquier clase de terrenos hay medio de cimentar con toda seguridad.

Pero el gasto que ocasionan los cimientos puede influir de tal manera en la disposición de los puentes y en su presupuesto total, que debe procurarse aminorarlo, buscando el emplazamiento más favorable: aquel en que el suelo y las márgenes sean menos soca-

(1) Véase lo que sobre este problema dijimos en el tomo I, página 241.



vables, donde el firme se encuentre más próximo. Es frecuente que corriendo algunos metros la ubicación de un puente, aguas arriba o aguas abajo, se mejoren sensiblemente, y sin *perjuicio del trazado*, sus condiciones de cimentación, y allí es donde hay que llevar los apoyos de la obra.

No debe perturbarse el régimen fluvial. — Pero no olvidemos que para conseguir cimientos seguros es menester que las pilas y estribos no perturben sensiblemente el régimen de las aguas, sobre todo en las épocas de crecidas, que son las peligrosas.

Para ello, el Ingeniero debe buscar, a ser posible, la zona del río *en que éste se estreche con cierta regularidad y longitud*, pues, generalmente, estas largas contracciones del cauce acusan la presencia próxima de terrenos firmes, si éstos no aparecieran en las márgenes.

Los lechos de los ríos suelen ser también allí menos movedizos y socavables, por ser los aluviones de mayor grueso.

Así es que en tales emplazamientos el régimen del río no suele sufrir modificaciones sensibles, aunque se interpongan una o varias pilas.

Longitud mínima. — Asimismo es interesante elegir la ubicación en la zona más estrecha de cauce, porque permite reducir la longitud del puente. Pero estos estrechamientos no son siempre producidos por aumentos de velocidad de la corriente, sino por mayores profundidades del cauce. De poco servirá entonces el reducir la longitud de la obra, si las mayores alturas de agua encarecen los cimientos.

No hay, pues, que dejarse seducir por aquella *aparente ventaja*, que debe contrastarse con la posibilidad de cimentar con relativa economía.

Se ve, pues, que la ubicación debe estudiarse simultáneamente con el terreno en que ha de cimentarse.

Son muchos los puentes en los que su facilidad de cimentación de pilas o palizadas *nos han aconsejado emplazarlos, por el contrario, en ensanchamientos de cauces*, en los que la escasa velocidad y altura de las crecidas del río nos permitió resolver su paso con



largos grupos de pontones, más baratos que un puente de menor longitud emplazado en un estrechamiento del mismo lecho (1).

Puentes oblicuos. — Para reducir la longitud en los puentes, es, naturalmente, preferible proyectarlos normalmente a su cauce, y así se hace casi siempre en los ríos anchos y caudalosos.

Pero en cauces estrechos y en trazados de ferrocarriles éstos no se doblegan siempre a las sinuosidades de los ríos, a menos de multiplicar las curvas, con aumento de longitud de línea y encarecimiento de su explotación.

Deberá entonces apelarse a los puentes oblicuos, y ya diremos más adelante cómo hoy, merced al empleo de los tramos rectos de hormigón armado, se simplifica su construcción. Bástenos decir que en el ferrocarril del Urola, entre Zumárraga y Zumaya, hemos ejecutado veinte puentes en esta clase, todos ellos oblicuos.

En cauces sinuosos. — Son muy frecuentes los anchos valles inundables, en los que el cauce de su lecho menor ofrece sinuosidades parecidas a las

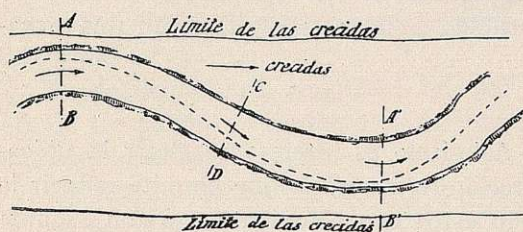


Fig. 16

de la figura 16, que no afectan a las laderas, sólo alcanzadas por las grandes crecidas.

Entonces conviene situar los puentes en las vértices de las

curvas AB o A'B', de preferencia a la ubicación CD.

En ésta habría que disponer las pilas en la dirección de la corriente del cauce menor, pero en época de crecidas su oblicuidad con relación a la corriente de aquélla obstaculizaría el desagüe.

En cambio, en los emplazamientos AB y A'B' la dirección de la corriente será siempre sensiblemente constante, si bien habrá que preparar los terraplenes de acceso para dichas crecidas en la forma que estudiaremos en el siguiente capítulo, pues que este

(1) En un gran número de ríos de nuestro Protectorado en Marruecos el autor ha proyectado y construido los puentes sustituyéndolos por grupos de pontones. (Véase t. I, pág. 238.)

segundo problema, más que de ubicación del puente, corresponde al estudio de su desagüe.

Desviaciones de ríos. — Ya vimos en el tomo I (página 219) que para evitar la oblicuidad en las pequeñas obras, pueden desviarse los cauces, obligándoles a que crucen normalmente la vía.

Igual recurso cabe en algunos ríos de lecho muy sinuoso, pero aquí las obras de desviación adquieren mucha mayor importancia, y sobre todo entrañan el peligro de que las crecidas tiendan y consigan restablecer su antigua madre.

Así, por ejemplo, cuando el río presenta una fuerte sinuosidad ABC (fig. 17), si los cimientos de un puente en BB' ofrecieran grandes dificultades, pudieran éstas reducirse sensiblemente rectificando el cauce mediante una desviación ADC , que permitirá construir el puente *en seco*, ubicado entonces en DD' . Deberá compararse si el coste de la desviación del río es inferior a la economía obtenida en los cimientos del puente, y aun así habrá que asegurarse de que el cauce desviado no vuelva a su primitivo lecho (1).

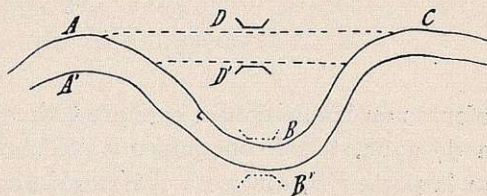


Fig. 17

Puede ocurrir también que una desviación del cauce permita suprimir dos puentes.

En el ferrocarril de Tánger a Fez nos vimos obligados, en las inmediaciones de Cuesta Colorada, a replantear la línea según AB (fig. 18), atravesando el río Mahrar con dos puentes de 50 m. en A y B .

Ambas obras podían, sin embargo, suprimirse mediante una variación de cauce según CD , y hubimos de estudiar esta variante, que a primera vista parecía indicadísima.

Pero el excesivo coste de la desviación y las consiguientes

(1) El ilustre Sejourné adoptó esta solución en el puente de Saint-Loup, sobre el Allier, para la línea férrea de Gannat a Ferté-Hauterive. (Véase GAY: *Ponts en maçonnerie*, pág. 21.)



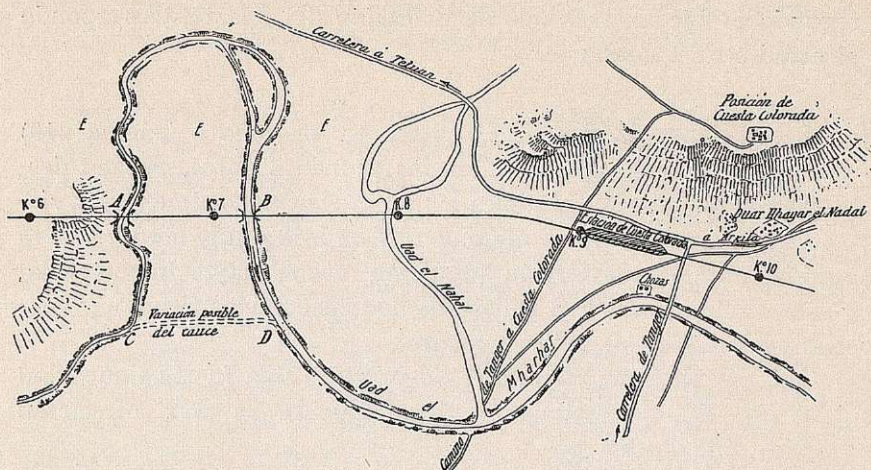


Fig. 18

defensas en las márgenes, y sobre todo el peligro de que una manga de agua, tan frecuente en aquella zona, inundando la ladera por la parte *EE*, rompiera el terraplén en *A* o *B*, nos hizo preferir la construcción de los dos puentes, que pudimos ejecutar económicamente, disponiendo en cada uno de ellos en uno tres y en otro cuatro tramos de hormigón armado (figuras. 19 y 20).

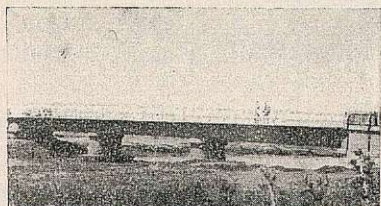


Fig. 19. Puente sobre el Mahrar

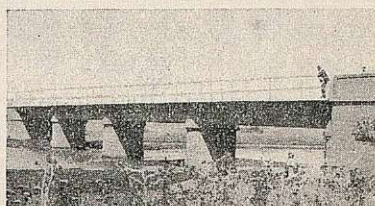


Fig. 20. Puente sobre el Mahrar

Todo esto quiere decir que estas desviaciones en los ríos deben estudiarse comparativamente con sumo cuidado para no exponerse a un gasto considerable y estéril.

En confluencia de ríos. — También merece especial examen la ubicación de un puente en las proximidades de la confluencia de



dos ríos (fig. 21), ya sea si se presenta aguas abajo en AB , o ya aguas arriba en CD .

La preponderancia en las crecidas en uno u otro afluente puede producir remansos y corrientes contrarias alrededor de las pilas. Si el río D creciera fuertemente, mientras que en el C se sostuvieran las aguas bajas, el cauce de éste quedaría invadido por el nivel superior en D y se perturbaría forzosamente el desagüe en un puente situado en AB o en CD .

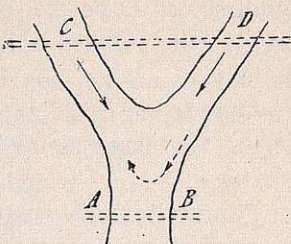


Fig. 21

Habrà, pues, que estudiar la ubicación y cimientos de tales puentes, en previsión de tan probables contingencias, forzando las defensas de las pilas y estribos contra las socavaciones a que estarán sometidas.

En viaductos. — En estas obras, que principalmente se emplean en ferrocarriles, el problema de su ubicación varía esencialmente. Sus cimientos y su desagüe no son ya factores de importancia; el terreno en que se levantan, por ser generalmente quebrado, suele ser resistente e insocavable, y las corrientes de agua, inapreciables con relación a sus luces.

Cuando se trata de pasar una vaguada secundaria, y si resultara más económico un viaducto que un terraplén sobre una pequeña obra (estudio que merece capítulo aparte), hay que emplazar la obra donde lo pida el trazado en la línea.

Pero hay muchos casos en que la importancia y el coste del viaducto obligan a supeditar el trazado, por lo menos en una parte de su longitud, a una favorable ubicación de la obra. Deben estudiarse entonces las soluciones varias que puedan presentarse, entre las que suele haber diferencias de cientos de miles de pesetas, que bien valen el trabajo y gasto de varios proyectos.

La ubicación de un viaducto puede, como la de un túnel, mandar en un trazado. — Hasta puede ocurrir que la construcción de un gran viaducto permita radicales y provechosas variantes de todo un trazado de ferrocarril.

Hoy sobre todo, en que el hormigón armado facilita la ejecu-



ción económica de obras de gran magnitud, no deben vacilar los Ingenieros, cuando el terreno lo pide o lo permite, en emprender el estudio de uno o varios viaductos. La timidez, que podría confundirse con la pereza, en tantear tales soluciones pudiera imponer un gran desembolso inútil al Estado o a la Compañía constructora de la vía.

Cuando se estudia un trazado, debe asemejarse el problema de los viaductos al de los túneles, aunque parezcan tan heterogéneos.

Para evitar una sinuosa inflexión de los trazados horizontales, no vacilan los Ingenieros en sustituir con frecuentes túneles los contornos *convexos* de las laderas.

Con igual criterio debe procederse en sus trazados verticales, evitando los contornos *cóncavos* del terreno con viaductos que salven las barrancadas profundas.

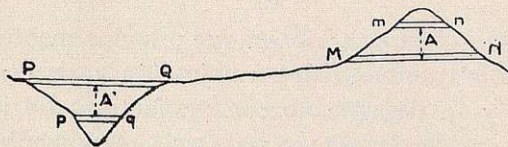


Fig. 22

Si, por ejemplo, se reduce la subida y la bajada de un perfil longitudinal en una altura A (fig. 22), proyectando en el collado un túnel grande en MN , en vez de construir uno pequeño en mn , iguales ventajas pueden obtenerse buscando una ubicación favorable para un gran viaducto en PQ , en vez de un puente más corto en pq . También así se reduce en una altura A' la bajada y subida al talveg.

El coste por metro lineal de un viaducto no suele ser más caro que el de un túnel de la misma longitud; puede ser más económico en muchos casos, para igual beneficio en longitud y gasto del trazado.

Porque, efectivamente, un viaducto alto, de igual manera que un túnel largo, permite suprimir desarrollo en trazado; su emplazamiento influye, pues, sensiblemente no sólo en la longitud de aquél, sino en su dirección, ya que el trazado debe dirigirse hacia el viaducto, como se dirige hacia el collado en que puede situarse el túnel.



No deben, pues, los ingenieros rehuir sistemáticamente los grandes viaductos, si encuentran para ellos emplazamientos muy favorables. El hormigón armado, como veremos, permite soluciones económicas que hace unos años parecían demasiado atrevidas y costosas, casi prohibitivas.

No caben reglas para estos problemas, que varían al infinito. En ellos es donde el Ingeniero necesita aguzar el entendimiento, pues no le valen consultas de libros, donde no encontrará iguales casos. Una obra de esta clase necesita siempre proyectarse a la medida del terreno; no sirven otros modelos.

Insistiremos sobre estas consideraciones en el capítulo IV, al ocuparnos de las rasantes de los viaductos.

Puentes en poblaciones. — La ubicación de los puentes en las poblaciones está fijada casi siempre por exigencias municipales, o de la población, así como por la dirección de sus calles existentes y de los muros de defensa, que suelen encontrarse ya construídos.

El Ingeniero tiene entonces que someterse y resolver el problema de ubicación con datos obligados. Unicamente tiene que asegurar el desagüe y estudiar las rasantes y disposiciones más convenientes para el puente y sus accesos.



CAPÍTULO III

DESAGÜES EN LOS PUENTES

Importancia de su estudio. — Las teorías de la Hidráulica no suelen ser aplicables. — Niveles de estiaje y crecidas. — En cauces firmes y regulares. — En valles inundables. — Puentes sumergibles. — Desagüe de los accesos al puente. — Badenes. — Diques. — Traslaciones de cauces. Posibles equivocaciones. — En ríos muy encauzados. — Fórmulas hidráulicas. — Medición de las velocidades. — Contracciones por los apoyos. — Cálculo y propagación del remanso. — Naturaleza del lecho y socavabilidad. — Exigencias de la navegación. — En puentes sobre rías. Otros factores del desagüe. — Conclusiones.

Importancia en su estudio. — En todos los países ocurren hundimientos de puentes. Casi siempre son producidos por violentas crecidas, *cuando los desagües son insuficientes.*

Veamos cómo.

Si las luces del puente no son bastantes para el desagüe normal

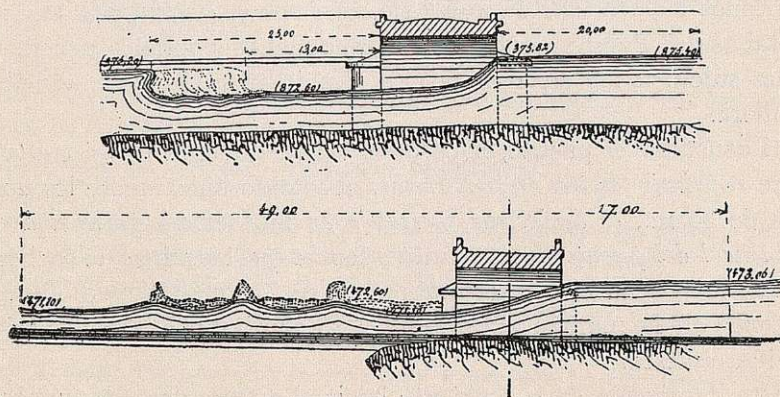


Fig. 23



de las crecidas, tiene que contraerse su sección. Se remansa entonces el río aguas arriba en una de las formas de la figura 23, no volviendo a recobrar su nivel normal hasta una distancia bastante grande y aguas abajo.

Este verdadero salto S (fig. 24) determina a su vez un aumento de velocidad de las crecidas entre los apoyos del puente.

La velocidad alcanzada puede ser bastante para socavar el lecho del río. Si la socavación alcanza la base del cimiento AB como en PQR , se derrumba aquél, arrastrando la caída de los arcos o tramos a que servía de apoyo.

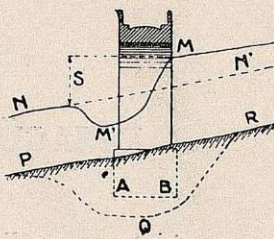


Fig. 24

Tal es la causa más general de los hundimientos de los puentes. Citaremos un hecho reciente.

El año 1926 se hundió uno de los arcos del puente de Mieres sobre el río Caudal (Asturias) (fig. 25), durante una formidable crecida de aquel río.

Este puente había sido proyectado por el autor hace treinta años, para sustituir a un antiguo puente de madera de 100 m. de longitud, que exigía constantes reparaciones.

Lo habíamos proyectado de hormigón armado, con dos arcos rebajados al $1/10$ de 35 m. y tres tramos rectos de 10,50 m. de luz en su margen derecha para el desagüe de crecidas, es decir, un desagüe lineal de 101,50 m. mayor que el del puente de madera sobre palizadas de roble, que había resistido durante muchísimos años todas las crecidas de aquel río, que por su nacimiento en las montañas del Pajares, que sufren anualmente copiosas nevadas, estaba sujeto a las crecidas de los deshielos rápidos de aquella cordillera.

Al construir el puente, hace unos veinte años, se creyó conveniente *suprimir los tres tramos rectos*, quedando únicamente los dos arcos de 35 m., es decir, *que se redujo en una tercera parte el desagüe lineal del puente*; se consintió además que las minas de carbón inmediatas vertieran sus escombros al río, formando verdaderos espigones en la margen izquierda, que empujaron el cauce hacia la orilla opuesta.

Esta desviación de la corriente hacia el estribo derecho, y sobre



todo la reducción del desagüe, determinaron la socavación y ruina de aquel estribo, que arrastró la del arco que sobre él se apoyaba (1).

Vemos, pues, que en la redacción de un proyecto de puente el estudio de su desagüe, sobre todo en lechos socavables, merece especialísima atención.

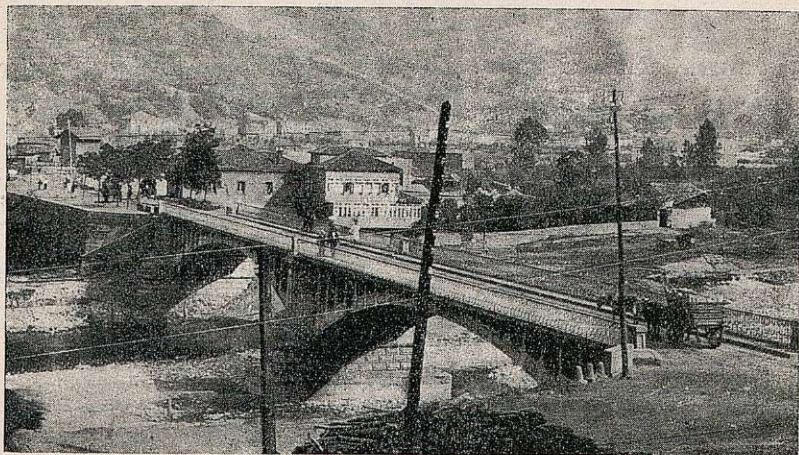


Fig. 25. Puente de Mieres (Asturias)

Las teorías de la Hidráulica no suelen ser aplicables. — Hace más de medio siglo, el gran Dupuit demostró que el problema del desagüe de los puentes «entra en el dominio de la imaginación e inventiva y da lugar a un número inmenso de soluciones» (2).

A pesar de ello, muchos ingenieros se han entregado a doctas disertaciones, deduciendo fórmulas para calcular teóricamente el desagüe de los puentes.

Todas ellas nos parecen algún tanto fantásticas.

Las teorías de la Hidráulica, como, por lo demás, todas las teorías de la Mecánica, sólo son aplicables *si las hipótesis en que se fundamentan se realizan práctica y exactamente.*

(1) Detallamos las causas de este accidente, porque se ha atribuido por algunos a defectos del proyecto. No presume el autor de infalible; por el contrario, en el tomo II ha enumerado los cimientos en que ha sufrido contratiempos, de los que sólo escapan los que dedicados a la crítica, no han conjugado el verbo hacer. Pero en este caso particular, quizá no *estuviera* hundido el puente de Mieres si se hubiese respetado el desagüe del proyecto.

(2) Lechallas: *Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux*. Introducción al libro de Degrand y Resal, *Ponts en maçonnerie*, tomo I, página 25.



Quizá sean admisibles para canales de sección constante y en muy escasos trozos de ríos, en los que la pendiente, secciones y márgenes se mantengan iguales, y aun entonces sólo cuando el régimen pluviométrico es regular.

Pero estas circunstancias son excepcionales; ni siquiera concurren en los ríos del Norte de Europa, allí donde las lluvias son normales, donde los valles se han encauzado por obras gigantescas que en una lucha de siglos sus densas poblaciones levantaron contra las inundaciones, destructoras de sus propiedades. ¡Cuánto más absurdo sería aún recurrir a la Hidráulica en nuestros ríos de la Península o de Marruecos, sin bosques, ni presas, ni encauzamientos que regularicen su curso, y sometidos además al régimen torrencial de nuestras lluvias!

Bien sé yo que no faltan críticos de gabinete que consideran deficiente un proyecto de puente en cuya Memoria no se intercalen algunas fórmulas, empíricas y arbitrarias siempre, o gráficos y tablas que evidencien un aparatoso estudio del desagüe.

En cambio, salvo casos muy contados, cuando se proyectan líneas de ferrocarril, en los que las obras de fábrica adquieren considerable cuantía en número y coste, se prescinde casi siempre de estos imaginarios cálculos, y sus autores fijan las luces de los puentes por consideraciones de orden *artístico*, por decirlo así, más que por razonamientos científicos (1).

Es, pues, preferible estudiar los factores de orden práctico que permitan, por racionales deducciones, fijar los desagües máximos que han de darse a los puentes.

Niveles de estiaje y crecidas. — Para el proyecto de un puente, el dato más útil e indispensable es la fijación en el perfil transversal del cauce de los niveles de estiaje, de aguas medias, de las crecidas periódicas ordinarias y de las máximas y extraordinarias.

El *nivel de estiaje* es necesario para la fijación de las alturas y de los procedimientos de cimentación.

(1) Dice Lechalas en el citado libro *Ponts en maçonnerie*, tomo I, página 91: «Al resolver estos problemas, reconoceremos que hay un *arte del Ingeniero*, tanto como una *ciencia del Ingeniero*. Como el arquitecto, debe el Ingeniero esforzarse en satisfacer las reglas del gusto, al mismo tiempo que alcance el objeto de utilidad propuesto; pero debe sobre todo realizar obra imaginativa, si bien recurriendo a sus conocimientos científicos, que le son indispensables.»



La *cota media de las aguas* permite fijar a su vez la altura conveniente para el arranque de los arcos.

Los niveles alcanzados por las crecidas suelen a su vez bastar para el cálculo del desagüe.

Las alturas de estiaje y aguas medias son fáciles de determinar, pues se reproducen anualmente. No así el *nivel de las crecidas*, en cuya apreciación caben errores, a veces considerables.

El nivel de las *crecidas periódicas* no sólo se diferencia de un año a otro, sino que son motivo de dudas, aun entre los naturales del país, cuando la ubicación del puente coincide con un lugar inculto y deshabitado.

Un error de apreciación sobre este dato, confiado a un ayudante que creíamos experto, nos hizo proyectar un puente con cimentación insuficiente, y ocasionó un accidente costoso (1).

La insuficiencia de desagüe determinó un elevado remanso, que al aumentar la velocidad del agua provocó la socavación y la ruina de un estribo.

Hubo que reconstruirlo, aumentando además los tramos necesarios para el desagüe con arreglo al verdadero nivel de las crecidas.

Tiene, pues, especial importancia la fijación exacta del nivel de las crecidas periódicas, y en caso de duda es preferible siempre pecar por exceso.

Pero es aún más difícil determinar el nivel de las *crecidas máximas extraordinarias*.

Sólo ocurren éstas en épocas de tormentas o lluvias excepcionales, que se distancian muchos años y no dejan vestigios o señales, sino cuando coincide la ubicación del puente proyectado con edificios próximos.

Es, pues, necesario hacer una encuesta para señalar su altura con la prudente aproximación.

Fijados todos estos niveles en el perfil transversal elegido para emplazar el puente, se presenta el primer problema: si la obra ha de proyectarse para dar paso a las crecidas ordinarias solamente, o si ha de ofrecer desagüe bastante para la mayor crecida extraordinaria, por muy excepcional que haya sido.

(1) Puente sobre el río Henares, en el ferrocarril de vía de 0,60 m. de la línea de Poveda a Torrejón, para la Azucarera de Madrid.



En cauces firmes y regulares. — Si se trata de un cauce regular y definido, *en terreno firme*, de forma sensiblemente triangular o trapezoidal (fig. 26), ofrece escasa importancia la cuestión.

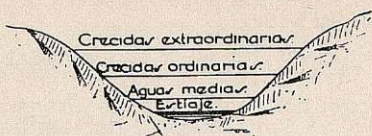


Fig. 26

Elevando la rasante lo necesario, poco influyen en el desagüe las luces que se adopten para los tramos o arcos, pues aunque sean inferiores al ancho máximo de las crecidas, todo será que se produzca un remanso y un aumento de velocidad, que la fortaleza del terreno podrá resistir.

En valles inundables. — Pero cuando el puente ha de atravesar un valle sumergible por las inundaciones, como ocurre frecuentemente (fig. 27), este problema se complica singularmente.



Fig. 27

Somos muchos los Ingenieros que opinamos que, salvo en contadísimos casos, los puentes no deben proyectarse con vistas a desagüar el caudal de las crecidas excepcionales, de aquellas que se reproducen cada veinte o cincuenta años.

Cuando tales catástrofes ocurren, las aguas invaden enormes zonas de terrenos y hasta inundan las poblaciones. Su extenso desbordamiento suspende todo el tránsito. Cuando no se puede circular por caminos y calles, ¿para qué se utilizan los puentes?

En muchos de éstos, algunos construídos por el autor (1), el nivel de las crecidas ha rebasado sus tableros, sin daño alguno, porque entonces el propio desbordamiento de los ríos, al ensanchar la sección de desagüe, reduce la velocidad de la corriente, cuya violencia se amansa automáticamente.

Así es que, sin perjuicio de fijar el nivel de la mayor crecida,

(1) Puente del Reguerón sobre el nuevo cauce del Guadalentín (Murcia); puente sobre el Jarama para el ferrocarril de la Azucarera de Madrid; puente sobre el río Martín, en Tetuán (Marruecos).



cuya altura pueda comprobarse, el dato interesante para el proyecto de un puente es el del nivel que alcanzan las crecidas que se reproducen, si no anualmente, por lo menos con cierta periodicidad; éstas son las que conviene desaguar, para que el tránsito normal no sufra interrupción durante su permanencia.

Si hubiese que construir todos los caminos y los puentes a cubierto de las más formidables inundaciones, aquellas que arrasan comarcas enteras, deberían duplicarse, por lo menos, los presupuestos de estas obras.

Puentes sumergibles. — Es más, no faltan Ingenieros, y el autor coincide con ellos, más radicales aún: opinan que en caminos de interés local pueden construirse puentes sumergibles por las crecidas periódicas. Con esta premisa, el puente sólo se construye en la longitud y altura correspondiente al cauce normal de aguas medias, con tramos rectos y apoyos de reducidos espesores y hasta con barandillas plegables que se doblen sobre el tablero, para que la superestructura oponga la menor sección a la fuerza de la corriente y no perturbe su desagüe (1).

Claro es que así construido el puente, no puede utilizarse los días de crecidas. Pero debe tenerse en cuenta que entonces los tráficos locales suelen interrumpirse casi totalmente; cuando diluvia, cuando los ríos se desbordan, la gente no circula por los caminos. ¡Menos circulaban aún cuando no había puentes!

El coste de estos puentes puede reducirse en enormes proporciones.

Según los Ingenieros uruguayos, en algunos casos alcanza la diecisieteava parte del gasto que ocasionaría una obra construida por encima de las crecidas excepcionales.

Por otra parte, sólo dejaría de utilizarse durante unos cuarenta días al año, por ejemplo, y como término medio. ¿No es preferible construir 17 puentes utilizables trescientos veinticinco días al año, que uno solo utilizable trescientos sesenta y cinco días?

No creemos dudosa la contestación, que justifica cumplidamente el criterio industrial y económico con que deben estudiarse estos proyectos.

(1) En el Uruguay se ha generalizado este criterio. (Véase nuestro artículo «Puentes en el Uruguay», *Revista de O. P.*, 13 de febrero de 1924.)



Insistiremos sobre este punto al ocuparnos en el próximo capítulo de las *rasantes* de los puentes.

Desagüe de los accesos al puente. — Los puentes empalman con las márgenes por medio de muros y terraplenes que suelen llamarse *de avenidas*, pero que el autor prefiere llamar más propiamente *de acceso*. En cauces regulares y bien definidos se aligeran los muros por medio de arcos formando grupos de alcantarillas o de pontones que contribuyen al desagüe del puente en las crecidas, por lo que suelen llamarse *arcos* o *tramos de avenidas*.

Pero cuando a uno u otro lado del cauce regular del río existen, como es muy frecuente, explanadas o vegas inundables, para utilizar el puente cuando sobrevienen crecidas se precisa prolongarlo en ambas márgenes por medio de largos terraplenes de acceso.

Pueden ser éstos como los puentes:

- 1.º — Sumergibles en crecidas periódicas u ordinarias.
- 2.º — Sumergibles en crecidas extraordinarias.
- 3.º — Insumergibles en la máxima inundación o crecida.

Examinemos cada uno de estos casos:

Cuando se proyecta sumergible el puente, no hay razón que aconseje proceder de manera distinta para sus accesos. Se establecen directamente las calzadas de los caminos o las vías de los ferrocarriles sobre el terreno natural, debidamente regularizado, desaguándose libremente los desbordamientos de los valles sobre el mismo terreno, si fuera uniforme; cuando existan depresiones en el valle, se colocan en ellas los indispensables caños y tajeas, para evitar el encharcamiento de las aguas.

Badenes. — Si el puente se proyecta con desagüe para crecidas ordinarias, pueden, sin embargo, establecerse sus accesos sumergibles para estas mismas crecidas, si la longitud y coste de los terraplenes de acceso y sus desagües fueran tan considerables que así lo aconsejaran. Existen muchos puentes que emergen sobre el nivel de las crecidas y cuyos accesos quedan cubiertos por los desbordamientos laterales del río; actúan entonces esos accesos como *grandes badenes* (1).

(1) En el Cap. III daremos ejemplos en esta disposición.

Pero cuando las crecidas periódicas sólo alcanzan alturas inferiores a un metro, próximamente, representa poco gasto y ofrece, en cambio, sensible ventaja construir terraplenes de acceso por encima del nivel de aquellas crecidas, que se desaguan transversalmente por los caños o tajeas distribuídos a lo largo de los terraplenes, lo que permite la rápida evacuación de los desbordamientos.

Sólo funcionan como badenes cuando las crecidas exceden de las que se consideran como ordinarias.

A medida que aumenta el nivel de estas crecidas sobre el valle se encarecen mucho los accesos del puente, no sólo por la mayor altura en los terraplenes, sino por la importancia que adquieren los desagües de los mismos, que ya en vez de tajeas necesitan ser alcantarillas o pontones. Como además los terrenos que constituyen estos valles son generalmente aluviones de escasa consistencia, las soleras de las pequeñas obras de desagüe están expuestas a socavaciones por la corriente que en ellas se produce; deben, pues, cimentarse profundamente, o defender sus lechos en toda su anchura.

Ofrecen estas soluciones, algún tanto híbridas, de accesos sumergibles en crecidas extraordinarias un gran peligro cuando aquéllas sobrevienen: la de que la corriente, al desbordar los terraplenes, caiga en forma de cascada sobre los taludes de aguas abajo (en los que generalmente el nivel del agua es menor que aguas arriba), y que este vertedero desmorone el terraplén y abra en él un boquete, que se agranda rápidamente.

Diques. — Así es que cuando los puentes se proyectan para dar paso a las crecidas extraordinarias, parece preferible construir los terraplenes de acceso con igual hipótesis, constituyendo verdaderos *diques insumergibles*.

Pero cuando son muy largos no deben cerrarse en toda su longitud, porque el remanso que producen aguas arriba, y que obliga a sus aguas a vaciarse a lo largo del terraplén, al chocar con la corriente normal del cauce engendra bajo el puente torbellinos que contraen su desagüe.

Deberán, pues, dejarse también pontones de descarga a través de esos diques, cuyas luces habrá que estudiar con cuidadosa par-



simonia, para evitar que el remedio sea, como vulgarmente se dice, peor que la enfermedad.

Obsérvese que en estos valles es frecuente encontrar depresiones acentuadas (fig. 28) que acusan corrientes de agua procedentes unas veces de las vaguadas de las laderas, como en *A*, por ejemplo; otras, como en *B*, de antiguos cauces del propio río, que suelen designarse con el nombre de *madres viejas*.

Por otra parte, la dirección de la corriente en las crecidas no es siempre la del cauce, según vimos al ocuparnos de los emplaza-



Fig. 28

mientos; hay ocasiones en que ya por la influencia de afluentes de las dos márgenes, desigualmente crecidos por las diferentes lluvias de sus cuencas, ya por las defensas o invasiones de lecho que los ribereños efectúan en sus propiedades, se desvía la corriente hacia un punto del terraplén de acceso, contra el que lucha con violencia, rompiéndolo a veces.

Si para evitarse tal contingencia se deja libre paso a las aguas que puedan correr por la madre vieja con grupos de pontones, como se indica en *B* (fig. 28), se corre el riesgo de que el mayor caudal de la crecida se desvíe hacia la madre vieja, como si fuera impulsado *por atávica tendencia* y socave y ensanche aquel cauce, abandonado largos años.

Entonces puede también suceder que calmadas las iras del río y restablecido a placer el régimen en su antiguo lecho, los aluviones aportados por crecidas sucesivas rellenen el cauce donde se había construido el puente, quedando éste inútil y como vergonzante, hasta que se construya otro nuevo puente en el nuevo cauce abierto por la crecida en su madre vieja.

No son exageradas ni fantásticas estas contingencias, que ocurren con frecuencia en muchos de nuestros ríos.

Citaremos dos ejemplos de semejantes traslaciones de cauces, uno de ellos muy reciente.

Traslaciones de cauces. — En la carretera de Río Negro a la



de León a Caboalles (León), y sobre el río Orbigo, se terminó el año 1895 un puente, llamado de Carrizo, metálico, de tres tramos de 48-60 y 48 m. de luz (fig. 29 a).

El año 1900, una impetuosa crecida rompió el terraplén de acceso de la margen izquierda y empezó el río a inclinarse hacia el boquete abierto, hasta que se formó en él un cauce nuevo, con abandono del antiguo lecho.

En vez de reparar el terraplén, se prefirió prolongar el puente

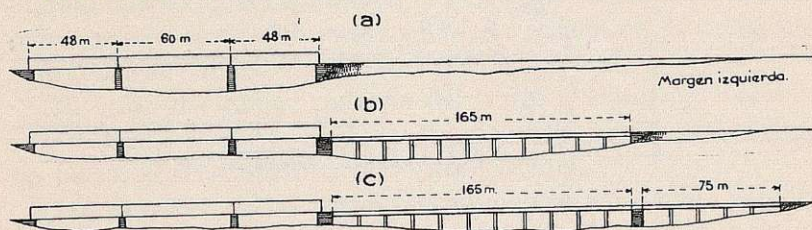


Fig. 29. Puente de Carrizo (León)

de hierro. En el concurso de proyectos celebrado a tal efecto fué preferido el del autor, que consistía en construir sobre este nuevo cauce once tramos de hormigón armado de 15 m. de luz (fig. 29 b).

Pero antes de terminar la construcción de estos tramos, una nueva crecida, cuya corriente principal se inclinó aún más hacia la margen izquierda, nos obligó a alargar el nuevo puente con otros siete tramos de 15 m. (fig. 29 c) (1).

Para evitar mayores traslaciones del cauce y la destrucción amenazadora del pueblo inmediato, fué además preciso establecer en aquella margen y en el resto del terraplén varios espigones oblicuos y fuertes defensas con gaviones de tejido metálico, que desde el año 1912 han bastado para contener el río, que hoy tiene un desagüe lineal de 426 metros.

En la provincia de Sevilla, el río Guadalquivir ocasionó análogo accidente el año 1924 en el puente de la Algaba, llamado de Borbolla (fig. 30 a) (2).

Una violenta crecida, sin duda por efecto de la defensa con espigones de la margen derecha en que está construido un puente metálico de cuatro tramos de 41,80 m. de luz, empujó su

(1) En la tercera parte de este libro describiremos las pilas y tramos de este puente.

(2) Detalles de este accidente, en la *Revista de O. P.* de 1924, páginas 150, 175 y 295.



corriente hacia la margen opuesta, en la que había dos grupos de desagüe suplementarios, con nueve pontones de 6 m. cada uno y un largo terraplén de acceso.

La socavación que produjo la corriente en dos pilas de uno de los grupos de pontones, cimentados, sin embargo, a 3 m. de profundidad, derrumbó aquéllas, ocasionando el hundimiento de los nueve arcos de dicho grupo y la muerte de quince vecinos que contemplaban la crecida.

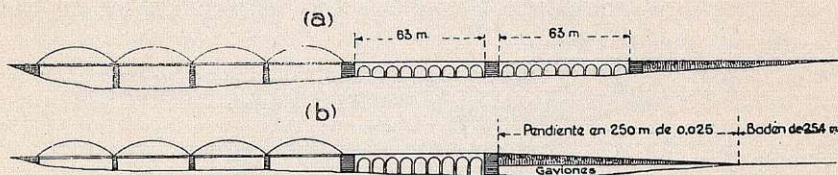


Fig. 30. Puente de La Algaba

Después de estudiarse varias soluciones, la Dirección de O. P. consideró preferible suprimir el grupo de pontones derrumbado y reforzar los del grupo subsistente en la forma que explicamos en el tomo II, página 302.

Se substituyó entonces el terraplén de acceso por un badén horizontal de 254 m. sobre el mismo cauce del río, empalmándolo con el puente por un terraplén en rampa de 0,025 (fig. 29 b). Este terraplén está defendido a su vez con gaviones de tejido metálico, rellenos de piedra, análogos a los descritos en el tomo II, páginas 286 y 300.

Posibles equivocaciones. — Vemos, pues, que en valles y cauces susceptibles de traslación, y en ríos caudalosos, aunque puedan preverse los efectos de las crecidas, es muy difícil de evitarlos siempre. Sin llegar al fatalismo musulmán, hemos de confesar que aun muy bien estudiados los desagües, pueden ocasionar éstos sorpresas imprevistas y destrucciones inevitables.

Oponer un dique continuo de terraplén contra un río como el Guadalquivir, o disponer en un cauce movedizo alcantarillas o pontones de somera cimentación, es, como se ha visto, no sólo aleatorio, sino peligroso.

Construir en todo el ancho de cauces análogos una enorme longitud de puente, costosamente cimentado, sería un despilfarro.



El problema es, pues, muy complejo, y merecen compararse las diferentes soluciones que hemos examinado.

Es más interesante el estudio de varios anteproyectos de estas soluciones, que la perfecta redacción de un proyecto único.

Pero aun así el Ingeniero más eminente está expuesto a equivocación y hasta a un fracaso.

En ríos muy encauzados. — En las poblaciones y en las zonas de los ríos en que por existir navegación fluvial los cauces han adquirido una sensible regularidad, y cuando se hayan reunido desde muy antiguo datos numerosos sobre el régimen de crecidas, pueden aplicarse algunas fórmulas de la Hidráulica.

El gasto del caudal máximo del río es el dato más necesario para calcular el desagüe del puente, de modo que su construcción no perturbe sensiblemente el régimen fluvial.

Los Servicios de las Divisiones hidráulicas del Estado van acumulando datos de aforos sobre los gastos en los ríos más importantes, cifras de gran utilidad sobre todo para el estudio de las presas y aprovechamientos de agua.

Pero serán muy contados los puentes próximos a las estaciones de aforo.

En los demás habrá que calcular o medir directamente las velocidades medias del agua en la sección transversal del cauce.

Fórmulas hidráulicas. — Recordaremos las fórmulas de más frecuente y admisible empleo, que permitirán deducir, si no cifras exactas, al menos una orientación sobre el orden de su magnitud.

Designando por:

Q el gasto en m.³ por segundo.

Ω la sección mojada del perfil en m.², o sea el desagüe superficial.

V la velocidad media en metros por segundo.

i la inclinación o pendiente por metro.

p el perímetro mojado.

r el radio medio = $\frac{\Omega}{p}$.

α y γ coeficientes variables con la naturaleza de las paredes.

Pueden aplicarse las conocidas fórmulas:

$$\frac{Q}{V} = \frac{\Omega V}{\alpha \sqrt{r}}$$

$$\alpha = \frac{87 r}{\sqrt{r} + \gamma} \quad (\text{Bazin}).$$



El coeficiente α puede deducirse aplicando los valores de γ siguientes:

NATURALEZA DE LAS PAREDES	γ
Tablazón fina o enlucidos lisos.....	0,06
Tablazón basta, ladrillo, sillería.....	0,16
Mamposterías	0,46
Taludes de tierras bien perfilados.....	0,85
Taludes ordinarios.....	1,30
Paredes muy rugosas (piedras, hierbas, etc.)..	1,75

Pero estas fórmulas suponen que la pendiente, la sección transversal y la rugosidad de las paredes sean regulares, lo que a lo sumo puede admitirse en una zona del río que esté perfectamente calibrada.

No pueden aplicarse al lecho ordinario de los cauces, mucho menos a los ríos desbordados.

Medición de las velocidades. — Habrá, pues, que medir directamente las velocidades por los procedimientos que todos los libros de Hidráulica contienen (1), y para obtener la velocidad media, aplicarle un coeficiente de 0,80, generalmente admitido, aun escogiendo un trozo de río relativamente uniforme.

Para calcular directamente el gasto máximo habrá que esperar una crecida, pero ésta puede hacerse esperar mucho tiempo.

Supongamos (fig. 31) las alturas de agua $a a'$ y a'' , abscisas de una curva AB , de la que sean ordenadas los gastos $g g' g''$.

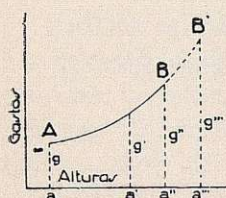


Fig. 31

Para apreciar el gasto correspondiente a una crecida máxima, cuya altura a''' puede determinarse en el terreno, bastará prolongar la curva AB hasta B'' y medir la ordenada g''' del gasto correspondiente.

Pero estos procedimientos sólo darán las velocidades máximas con una relativa aproximación, y tanto valdrá en lechos de aluvión, que son los más frecuentes, fijarlas por una simple observación: la del tamaño de los aluviones que constituyen el lecho del río.

(1) En el *Traité des Ponts*, de Chaix (primera parte, tomo I, pág. 87), se describen con todo detalle.

La dimensión de estos aluviones está en proporción con las velocidades máximas que sufren. En la zona alta de las cuencas, las pendientes son fuertes, las velocidades grandes, y éstas arrastran las arenas y gravillas, cuyo peso no es suficiente para contrarrestarlas; a medida que baja el talveg, su pendiente disminuye y simultáneamente aparecen aluviones de menor peso; así, sucesivamente, hasta las desembocaduras de los ríos, en cuyos lechos sólo quedan arenas más o menos finas, que concluyen por convertirse en fangos en muchas rías, en los que la velocidad casi desaparece.

Existe, pues, una relación exacta entre las velocidades máximas y el tamaño de los aluviones.

De experiencias hechas por Dubuat (1), se deducen las velocidades capaces de socavar un lecho de aluvión, que son las siguientes:

Tamaño del aluvión.....	0,0025	0,01	0,04	0,10	0,17	0,38	0,67
Velocidades de fondo.....	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00	3,00	4,00
Velocidades medias	0,36	0,70	1,43	2,14	2,81	4,29	5,21

A juicio del autor, las cifras así deducidas ofrecen tanta verosimilitud como las calculadas por fórmulas o por experiencias directas.

Sirven al mismo tiempo para deducir si los aumentos de velocidad producidos por los remansos son capaces de provocar socavaciones en los cimientos.

Con la aproximación propia de tan variables factores y coeficientes puede fijarse el gasto para las alturas de agua que merecen considerarse, y son:

en el nivel de aguas medias;
 en el nivel límite en que el río puede ser navegable;
 en el nivel de crecidas máximas.

El cálculo del desagüe que ha de darse al puente dependerá de otras consideraciones, entre las que las principales son:

las contracciones de la corriente por estribos y pilas;
 la altura del remanso correspondiente;
 la naturaleza del lecho y su socavabilidad;
 las condiciones de navegación.

(1) Chaix: *Traité des Ponts*, primera parte, tomo I, página 217.



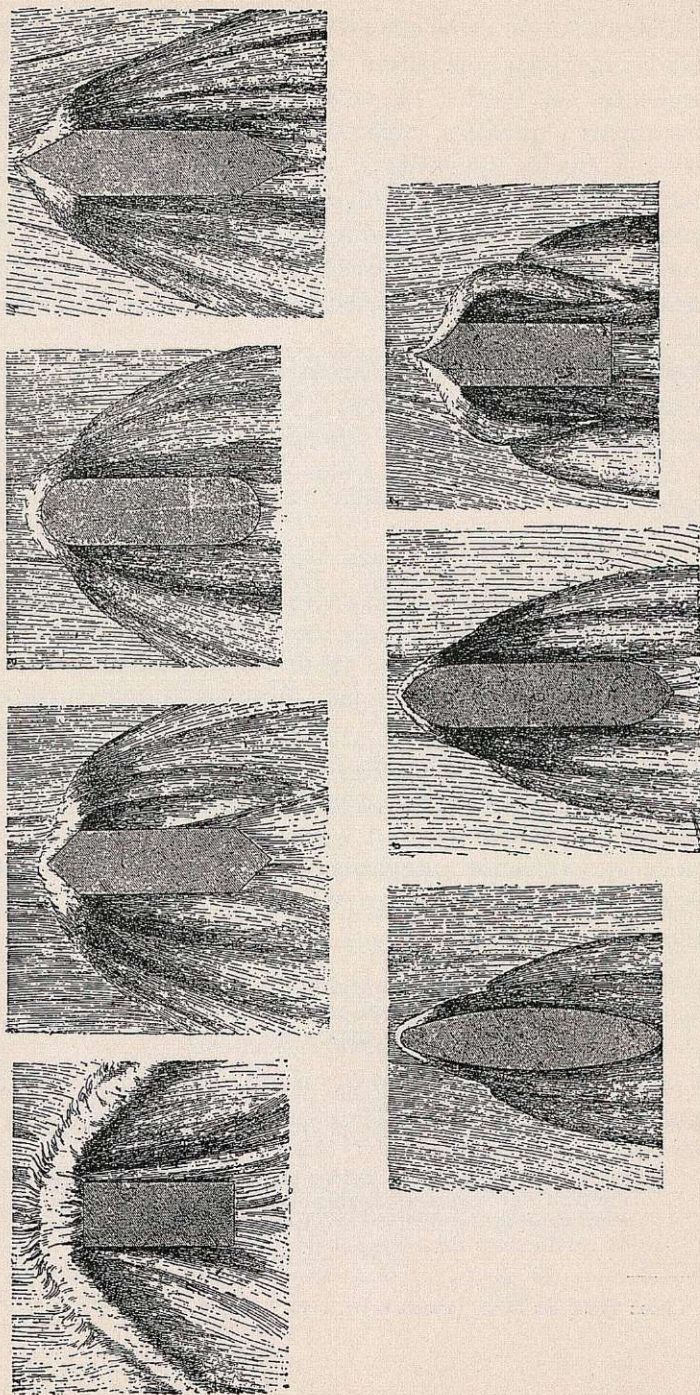


Fig. 32. Efectos de las pilas en una crecida

Contracciones por los apoyos. — Cuando los estribos sobresalen sobre las márgenes, desvían los filetes líquidos. Las pilas, a su vez, constituyen obstáculos al desagüe.

En la figura 32 se representan los efectos en planta observados por Gauthey (1), con las diferentes formas de tajamares.

En los rectangulares sin tajamar, la perturbación que ofrecen es máxima. Las formas ojivales y elípticas son las que más favorecen el desagüe.

Pero siempre el nivel del agua se eleva aguas arriba al chocar con los tajamares, y por los costados se desarrollan torbellinos que amortizan la velocidad de los filetes. Después de una serie de ondulaciones, el nivel del río sólo vuelve a normalizarse aguas abajo del puente.

En resumen, las pilas y salientes de estribos producen un aumento de velocidad bajo el puente, que hay que tener en cuenta, aplicando a la sección de desagüe superficial teórica de la obra un *coeficiente de contracción* inferior a la unidad.

Este coeficiente m depende principalmente de la forma de los tajamares y de las luces de los tramos.

Las fórmulas más conocidas son las de Croizette-Desnoyers, en función en la luz A del tramo:

En tajamar rectangular	$m = 0,70 + 0,029 \sqrt{A}$
En tajamar circular o triángulo regular	$m = 0,78 + 0,021 \sqrt{A}$
En tajamar ojival o triángulo muy alargado .	$m = 0,85 + 0,014 \sqrt{A}$

En bóvedas rebajadas, cuyos arranques se aneguen, deben tomarse: $m = 0,70$.

Este coeficiente m , es igual a la relación entre las velocidades U y V , antes y después de construído el puente.

En efecto, si Ω y ω son las secciones de desagüe antes y después de la construcción, tendremos que el gasto $Q = \Omega U = \omega V = m \Omega V$.

$$\text{Luego } m = \frac{U}{V}$$

(1) *Traité de la Construction des Ponts* (Paris, 1832), página 305. En la 2.^a parte de este tomo, *Capítulo, VIII — Pilas*. estudiaremos estos tajamares.



Cálculo y propagación del remanso. — El remanso es el peralte del nivel del río, aguas arriba del puente.

No hay que confundirlo con el entumecimiento de las aguas producidas por las pilas.

Su altura puede calcularse con suficiente aproximación por el teorema de Bernoulli simplificado: $x = \frac{V^2 - U^2}{2g}$ en el que x es la altura del remanso, o sea el desnivel del agua antes y después del apoyo; g es la aceleración debida a la gravedad (9,80 aproximadamente), y U y V las velocidades de la corriente antes y después de la construcción del puente, que pueden deducirse como anteriormente se explicó.

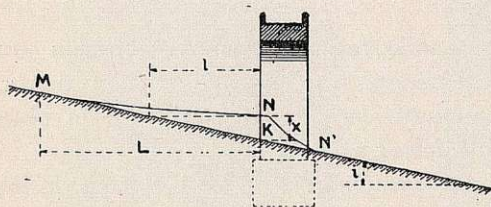


Fig. 33

Cuando el puente se proyecta sobre márgenes cultivadas, o si existen casas o presas aguas arriba, conviene conocer hasta dónde y cómo se propagará el remanso que la obra ha de producir.

Sea MN el perfil longitudinal de la corriente (fig. 33), que tiene una pendiente o inclinación i :

$x = KN$ será el remanso antes calculado.

Se puede admitir que la curva del remanso es un arco de círculo NM , que arranca horizontalmente en N y es tangente en M al nivel medio del río antes de la construcción del puente.

Como la inclinación media i del río es pequeña, puede admitirse que la longitud de río L afectada por el remanso es el doble de la longitud horizontal l ;

$$\text{y como: } x = li; \text{ de donde } l = \frac{x}{i},$$

podemos admitir que

$$L = \frac{2x}{i}$$

Los resultados así obtenidos ofrecen una aproximación suficiente para la mayor parte de los casos y hasta puede afirmarse



que los que se obtengan con fórmulas más complicadas no serán más exactos, ya que todos los datos de estos problemas están influidos por multitud de factores y circunstancias irregulares.

Naturaleza del lecho y socavabilidad. — Cuando el lecho del cauce es de roca compacta, resiste velocidades que exceden muchas veces de 12 m. por segundo.

Pero en los demás terrenos debe estudiarse el desagüe de manera a que las velocidades máximas del río, después de construido el puente, no produzcan socavaciones en su lecho.

Son estas velocidades máximas las siguientes:

Para lechos arenosos	0,30
Para gravas	0,60
Lechos de piedra aglomerada ..	1,50
Arcillas duras o rocas flojas ...	1,80

Cuando se sospecha que las velocidades exceden de estas cifras, hay que defender el lecho del río, o los cimientos, con gaviones, escolleras, zampeados, inyecciones, etc., según explicamos en el tomo II, páginas 283 y 298.

En casos de duda, y en general en todos los puentes proyectados en lechos de aluvión, que son los que más frecuentemente se presentan, es preferible pecar por exceso, aumentando el desagüe.

Será casi siempre más económico construir algunos tramos más, de manera a no perturbar con el puente el régimen del río, que profundizar los cimientos para impedir la socavación de sus bases.

Hay tendencia a reducir la longitud en los puentes.

En lechos socavables suele ser un error económico. *Lo que no se va en tramos, se va en cimientos.*

Por ello el autor tiene en estos casos una marcada predilección para los puentes largos, o los grupos de pontones, que permiten cimientos baratos (1).

Exigencias de la navegación. — Aunque en España y Marruecos son muy limitadas las zonas de los ríos en que existe navegación fluvial, hay propósito de extenderla en el Guadalquivir y en el Ebro.

(1) Véase lo que se dice en el tomo I, páginas 238 y 244.



Por tanto, podrá haber casos en que el estudio de un puente obligue a tener en cuenta la posible navegación bajo sus tramos o arcos o a través de uno de ellos. Para esto último hay que proyectar tramos levadizos o giratorios.

En el puente de San Telmo, sobre el Guadalquivir, que estamos construyendo en Sevilla, así como en la corta de Tablada, en el mismo río y puerto, se han dejado al efecto tramos levadizos de 50 m. de luz, que permiten el paso libre de los mayores barcos que allí atracan (1).

En el río Nervión, y con igual objeto, hay un transbordador aéreo en Santurce, y un tramo giratorio en Bilbao.

Pero la navegación exclusivamente fluvial sólo exige que puedan pasar bajo el puente las embarcaciones del ancho y calado consentido por el régimen del cauce normal, sin velas y hasta sin chimeneas, que también pueden doblarse.

En los puentes de esta clase deberá aumentarse el desagüe, reduciendo en lo que se pueda el número y grueso de las pilas, para que la obra no produzca contracciones, remansos y aumento sensible de velocidad del río, que dificulten la navegación.

Claro es que ésta sólo podrá mantenerse en régimen normal, pues en días de crecidas habrá de suspenderse, porque la fuerza propulsora o la de sirga no pueden luchar contra la rapidez de la corriente.

En puentes sobre rías. — En las desembocaduras de muchos ríos en el mar, cuando coinciden con ensenadas de la costa, éstas toman el nombre de *rías*.

El problema del desagüe es aún más complejo, por la enorme extensión que pueden adquirir los cauces en pleamar.

Salvo necesidades especiales de navegación, será bastante desagüe para el puente el necesario para las crecidas máximas del río, no preocupándose de las aguas del mar, cuyo nivel se eleva siempre con lentitud y corriente suave, no afectando sensiblemente a los cimientos.

Hay, efectivamente, algún forcejeo entre las aguas del río que bajan y las de la marea que suben.

(1) En la *Revista de O. P.* de 15 de agosto 1926, se dan detalles del tramo levadizo de la corta de Tablada, y en el Capítulo XVIII describiremos el de San Telmo.



Pero si no dejamos al puente más desagüe que el necesario para las mayores crecidas del río, *cuyo nivel nunca podrá superar sensiblemente el de las pleamares máximas*, no habrá necesidad de preocuparse de éstas.

Enormes extensiones de marismas, inundadas por las mareas durante miles de siglos, y que son hoy hermosos terrenos de labor, como ocurre en Holanda, se han ganado al mar mediante malecones de tierra, apenas defendidos por ligeros encachados, que han bastado para impedir la invasión de las mareas.

¿Por qué no han de obtenerse análogas resistencias con malecones transversales, en aquellas rías en que las aguas del mar no sufren los efectos de resaca?

Así hemos discurrido al atravesar, con el trozo 3.º del ferrocarril de Tánger a Fez, las extensas marismas de varios kilómetros de extensión que existen en las desembocaduras de los ríos Mahrar, Haxef y Garifa.

Sólo les hemos dejado los desagües necesarios para los ríos, salvando el resto de las marismas con terraplenes defendidos en algunas zonas, y hasta el nivel de pleamares, con encachados y pequeños bloques de hormigón. Llevan tres años de existencia sin asomo de rotura, a pesar de excepcionales crecidas y temporales de mar.

Así lo propusimos también, en nuestros juveniles años, para el puente de Ribadesella (Asturias), sobre el río Sella, en las proximidades de su desembocadura en el mar. Habíamos proyectado un puente de 100 metros y 200 metros de pedraplén de acceso, que resultaba bastante más barato que el puente de 300 metros, que era la longitud del puente de madera que se trataba de substituir.

La Superioridad no compartió nuestra opinión y se ha construido hace treinta años el puente, también por el autor proyectado, con 300 metros de longitud, con arreglo al tipo sobre pilotes metálicos que describimos en el tomo II, pág. 264 (1).

Otros factores del desagüe. — Algunos Ingenieros calculan los desagües comparando las superficies de las cuencas de sus ríos y las pendientes de sus vaguadas (2).

(1) Seguimos, sin embargo, creyendo que allí sobra mucho puente, y, como es metálico y está al borde del mar, ocasiona muy costosa conservación.

(2) En el tomo I, página 243, reseñamos las fórmulas de Lanusse para el desagüe en las pequeñas obras.



Pero los caudales de lluvia caídos en una cuenca, por efecto de la topografía y permeabilidad del suelo, de sus bosques y cultivos, y hasta de su temperatura, sufren tan diferentes resistencias y absorciones, antes de alcanzar el cauce de los ríos, que no parece práctico fiarse de tan inseguras comparaciones.

En cambio, cuando existen puentes inmediatos en el mismo río, es muy conveniente estudiar en ellos el régimen de las grandes crecidas, para mejorar el desagüe de la obra nueva, si en la antigua se advirtieran defectos.

Conclusiones. — Las consideraciones generales que acabamos de exponer confirman lo que dijimos al principio de este capítulo sobre la escasa confianza que pueden ofrecer las fórmulas de la Hidráulica, sólo aplicables en ríos muy encauzados, pues todas ellas pierden su exactitud en las crecidas extraordinarias e inundaciones, cuyo régimen está sometido a fluctuaciones enormes, por no reproducirse exactamente las circunstancias que las determinan.

¿Quién elige entre las diferentes fórmulas empíricas y coeficientes que se disputan la preferencia de los técnicos, aquéllas que sean más aplicables a cada ubicación?

Ante tamañas discrepancias de criterio y la inexactitud de las hipótesis admitidas, considera el autor preferible confiarse al ojo clínico del Ingeniero, adquirido por la observación de los puentes inmediatos, si los hubiere, o por experiencia propia, aplicada a cada emplazamiento.

Al estudiar éste simultáneamente: con los niveles y efectos de las crecidas, con el procedimiento de cimentación más adecuado para el lecho del río y el destino de la obra que se proyecta, se establece en un espíritu reflexivo la resultante de todos estos factores, que conduce a la fijación del desagüe que la obra ha de necesitar.

Así hemos procedido siempre, si bien con tendencia a pecar por exceso de luz. Con esta amplitud de miras, reducimos en lo posible las perturbaciones del régimen del río, provocadoras de socavaciones, lo que permite a su vez cimentar a menos profundidad, reduciendo el gasto elevado en esta parte de la obra.

Pasemos a estudiar las *rasantes* que han de darse al puerto.



CAPÍTULO IV

RASANTES DE LOS PUENTES

En carreteras. — En valles inundables. — En ferrocarriles. — Badén de 27 kilómetros. — Peraltes sobre crecidas. — En grandes viaductos para carreteras. — En grandes viaductos para ferrocarriles. — Rasantes con o sin balasto. — En acueductos.

Las *rasantes* de los puentes son, como las de una vía cualquiera, las líneas rectas, quebradas o curvas que constituyen el perfil longitudinal de su plataforma.

La fijación de estas rasantes es, en muchos puentes, consecuencia inmediata del desagüe que exigen.

En los viaductos y acueductos ya no dependen del desagüe. Examinaremos los distintos factores de este problema.

En carreteras. — En la mayor parte de los puentes antiguos (1) las calzadas están en rampa hacia el centro del puente, lo que permitía la construcción de grandes arcos de luces crecientes desde las márgenes sin elevar los estribos (fig. 34).

Pero aun con arcos rebajados se han empleado con frecuencia rasantes inclinadas.

El eminente Sejourmé dice (2): « Para el aspecto, un puente largo debe siempre tener su coronación convexa; una larga imposta horizontal aparece cóncava a la vista. »

(1) Puentes de Orense, San Juan de las Abadesas, Martorell, Fabricio, Ceret, Verona y Rialto. (Véanse las páginas 93, 94, 128, 131 y 137 del tomo I.)

(2) *Grandes voûtes*, tomo V, página 82.



Se apoya este concepto, algún tanto arcaico, en que los griegos encorvaron el entablamento y el pavimento del Partenón para que a la vista aparezcan horizontales.

Los Ingenieros franceses, amantes de la exquisitez arquitectónica, han mantenido esta tradición y a todos sus puentes monumentales de París, Lyon, Burdeos, Toulouse, Orleáns y Blois han dado suaves pendientes a sus plataformas.



Fig. 34. Puente llamado romano, en Cangas de Onís (Asturias)

Como los arranques de los arcos deben mantenerse al mismo nivel, porque la vista los refiere al plano de agua, deben entonces crecer las luces desde las márgenes al centro.

Presentamos tres ejemplos de París (fig. 35).

El primero, puente Luis Felipe, tiene arcos de 30 y 32 m. de luz.

El segundo, de la Concordia (construido por Perronnet), de 25,38, 28,20 y 31,13 m.

El último, puente del Alma, de 38,50 y 43 m.

La desigualdad en los arcos y empujes, la inclinación de impostas y armamentos, complica y, por tanto, encarece la construcción.

¿Vale la pena de imponerse ese gasto?

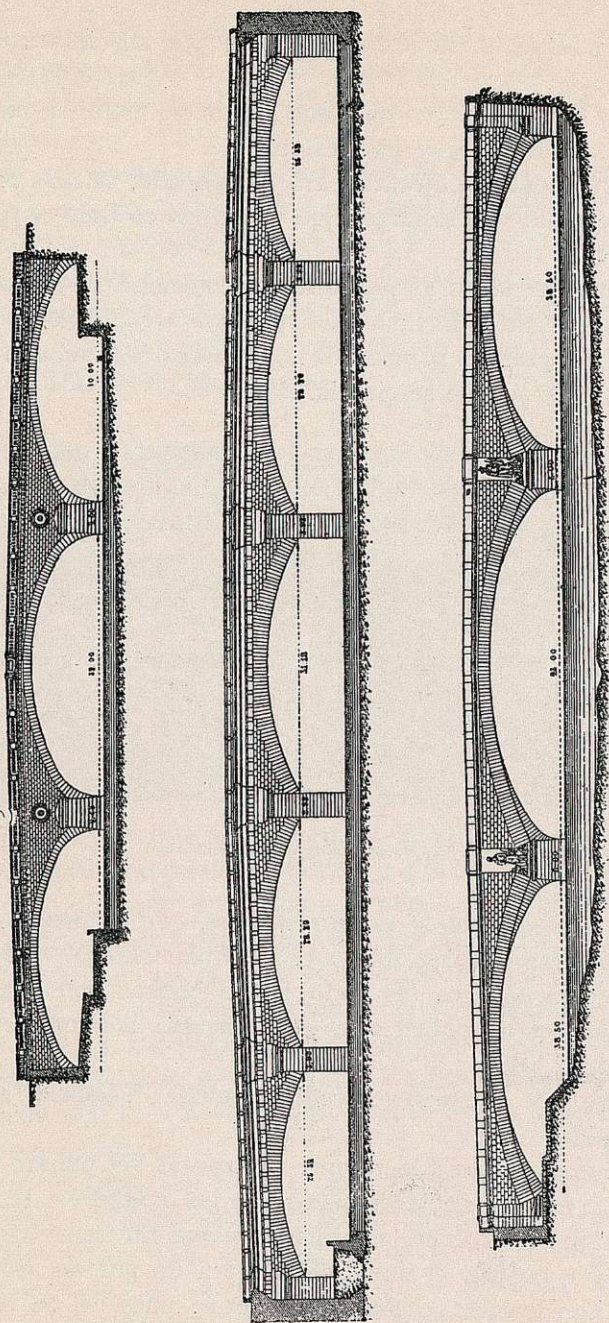


Fig. 35. Puentes Luis Felipe, de la Concordia y del Alma, en París

El autor lamenta no estar conforme con sus ilustres colegas ultrapirenaicos.

Nuestra convicción no significa desprecio para la belleza de las formas, ni despreocupación estética.

Pero un puente se ejecuta para atravesarlo; es más frecuente verlo por encima y a lo largo, que no por el costado, en cavilosa contemplación.

A nuestro juicio, *es de peor efecto encontrarse, al entrar en un puente, con rasantes inclinadas, cuyo lomo suele tapar la margen opuesta*, que seguir un pavimento horizontal o a nivel con la calle o el camino por el que se circula.



Fig. 36. Puente Reina Victoria, en Madrid

Es de más utilidad la rasante interior, que la silueta exterior.

En España, menos sensibles a esos refinamientos ópticos, o más prácticos y económicos (de todo puede haber), construimos los grandes puentes de poblaciones con rasantes horizontales y con arcos de igual luz.

Así están los puentes de Madrid, Sevilla, Valencia, Bilbao y San Sebastián.

Unicamente, cuando la rasante horizontal del puente necesita quedar por encima de las rasantes de las márgenes, se alcanza aquel nivel por rampas en las orillas, convenientemente atenuadas.

Asimismo, cuando el puente está formado por un arco único, cuyo rebajamiento no convenga exagerar, pues así se reduce el consiguiente empuje en los estribos, se suele quebrar la rasante



con una rampa y una contrapendiente cuyo ángulo se suaviza en el centro por medio de una pequeña rasante horizontal.

Así lo hemos hecho en el puente Reina Victoria, en Madrid (figura 36).

Para no exceder el rebajamiento de $1/10$ y alcanzar a nivel las carreteras de ambas márgenes, hemos dispuesto una rasante horizontal en el centro del puente de 6 m., y una pendiente y una rampa de 0,015 por metro por ambos lados.

En este mismo orden de ideas, en algunos puentes de grandes ciudades, se han empleado rasantes en curva, para evitar los cambios bruscos de inclinación.

En valles inundables. — Cuando los puentes han de establecerse en valles inundables, el estudio de las rasantes adquiere aún mayor importancia, por la complicación que presentan los terraplenes de acceso a los mismos.

Ya indicamos en el capítulo anterior que no era obligado proyectar estos accesos con iguales rasantes que en el puente.

Es más, demostramos la conveniencia de rebajar en muchos casos las cotas de los terraplenes de acceso, no sólo para reducir su coste, sino para facilitar el libre desagüe de las crecidas desbordadas en los valles, constituyendo así largos *badenes*.

Ya vimos también que algunos Ingenieros prefieren adoptar una solución intermedia: la de fijar la rasante de los accesos por encima de las crecidas ordinarias y por debajo de las excepcionales; pero cuando éstas ocurren puede producirse una cascada por encima de los terraplenes, que los destruiría, probablemente.

Comparemos las posibles soluciones de rasantes (fig. 37). La disposición A, en la que la rasante única y horizontal se establece por encima de las crecidas excepcionales, es técnicamente la más perfecta, sobre todo si se suprimen los terraplenes de acceso sustituyéndolos en toda la extensión inundable por una serie de alcantarillas o pontones.

Pero el coste del puente sería entonces enorme; habría que resignarse a reducir estas obras suplementarias a las indispensables para el desagüe; entonces los terrenos situados aguas arriba de los mismos sufrirán perjuicios, por la corriente, a veces impetuosa, que en ellos se produzca al descender el nivel de la inundación.



Si, pues, no fuera de una necesidad imperiosa el mantener la circulación permanente por el camino carretero o ferrocarril, pueden quebrarse las rasantes en la forma de la figura 37 B.

Se consiente entonces la sumersión en las crecidas excepcionales de una gran parte de los accesos del puente, y éste solo emergerá por encima de aquéllas.

Por último, y a semejanza de lo que se ha hecho en el Uruguay (1), puede adoptarse una rasante mínima (fig. 37 C) por

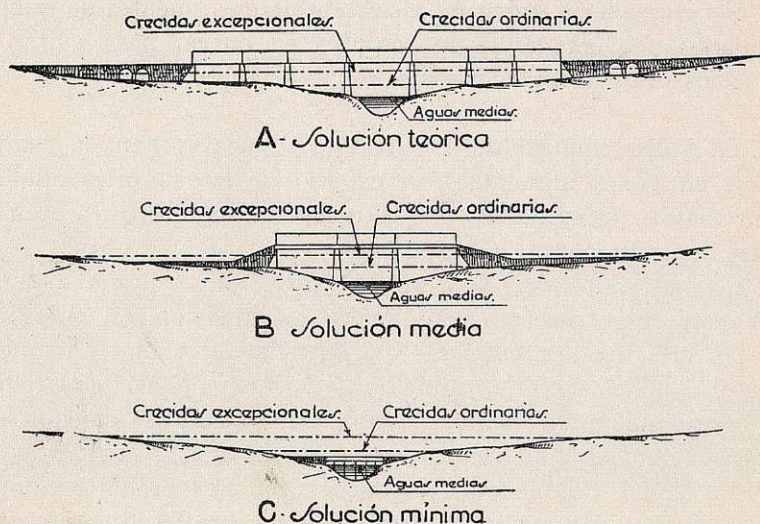


Fig. 37

debajo de las crecidas ordinarias, en las que el puente quedará totalmente sumergido.

A ese efecto, se construyen los puentes con tramos pequeños, que antes se hacían de madera, después de hierro y hoy de hormigón armado. Para reducir la resistencia a la corriente y a los cuerpos flotantes, se construyen barandillas plegables.

Las diferencias de gasto entre estas tres soluciones son enormes.

Más que el Ingeniero, debe intervenir en este problema el economista.

Ha de estudiarse si las trabas a la circulación permanente,

(1) Comunicación presentada al II Congreso Científico Panamericano por el Ingeniero D. Federico E. Caparro. *Revista de la Asociación Politécnica del Uruguay*, enero de 1916.

que imponen las soluciones de rasantes *B* o *C*, son preferibles al aumento de gasto que ocasionaría la solución *A*, *sin olvidar* los *intereses compuestos* de esas diferencias.

Serán frecuentes los casos en que la relación de gastos de estas tres soluciones estarán en la relación de 1, 3 y 15.

Entre gastar en un puente 100.000 o 1.500.000 pesetas, no sólo hay una diferencia de coste inicial de 1.400.000 pesetas, sino, al 6 por 100, la de 84.000 pesetas de intereses anuales.

Con el gasto de 1.500.000 pesetas para un solo puente, podrían construirse 15 puentes de 100.000 pesetas.

Es un razonamiento que los técnicos inconscientes suelen menospreciar, pero que merece que lo repitamos.

Rasantes en ferrocarriles.— En los puentes y viaductos corrientes para ferrocarriles, en los que las rasantes son más obligadas, se adoptan en aquellas obras las rasantes que corresponden al perfil general del trazado.

Cuando los puentes son largos, pueden realizarse con rasantes horizontales, que facilitan la ejecución, si con ello no se perjudica sensiblemente al trazado vertical de la línea.

Pero en los puentes sobre valles inundables, aunque con menos elasticidad que en las carreteras, hay también que tener en cuenta los factores económicos que antes exaltamos.

Citaremos algunos ejemplos recientes:

Si las crecidas o mareas máximas alcanzan poca altura sobre el valle; si las velocidades que se producen a lo largo de los terraplenes en la época del descenso de las aguas no son de temer, entonces convendrá sustraer la vía a cualquier desbordamiento por las mayores inundaciones.

Así lo hemos hecho en los terrenos pantanosos de la desembocadura de los ríos Haxef y Mahrar (1), donde no vacilamos en construir terraplenes de acceso de cerca de un kilómetro de longitud y cotas de 1,50 m. de altura media.

Pero lo hicimos así porque como estos puentes se encuentran cerca de la desembocadura en el mar, el nivel máximo de las crecidas del río no puede sensiblemente exceder al de las mareas

(1) Trazo 1.º del ferrocarril de Tanger á Fez, entre Cuesta Colorada y Arzila.



vivas equinocciales; por tanto, los terraplenes necesitan, desde luego, superar también a este nivel, para no quedar sumergidos por las mareas vivas.

Hubo, sin embargo, que defender sus taludes con encachados y bloques de hormigón, para que el chapoteo de las aguas y la

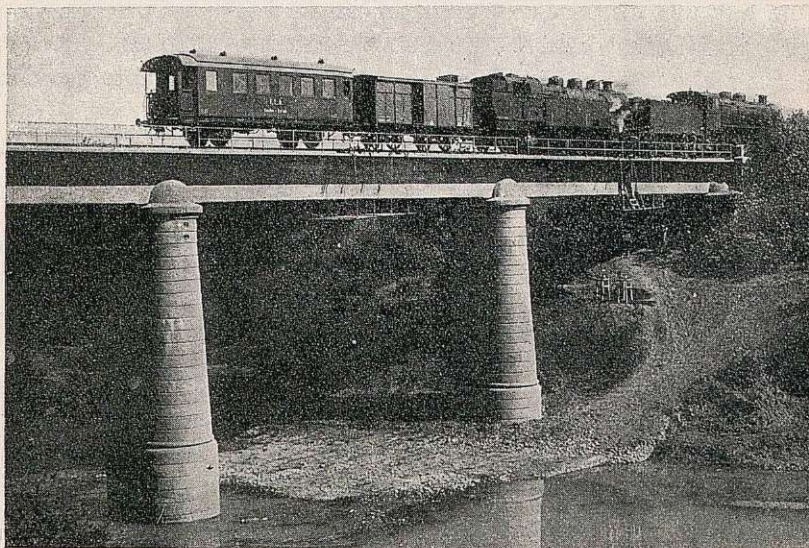


Fig. 38. Puente sobre el Lucus, Marruecos

corriente que se produce a lo largo de los mismos en las vaciantes no los socaven o destruyan.

Además, hemos intercalado en esos terraplenes tajeas en los puntos bajos, para facilitar el desagüe de las crecidas y pleamares.

En cambio, en el mismo ferrocarril, hemos procedido con criterio distinto en otros valles inundables, y conviene exponer estos *ejemplos vividos* para que los lectores aprecien bien el criterio variable con que hay que proceder en casos al parecer semejantes.

Para el paso del río Lucus, en las inmediaciones de Alcázar, el nivel de las grandes crecidas es diferente en el cauce del río y en la extensa vega que rodea a Alcázar.

Nos preocupamos de poner los tramos rectos del puente (figura 38) por encima de la máxima crecida observada en Alcá-



zar (1). Pero hubiese resultado muy costoso cruzar toda la vega con un terraplén de acceso de igual rasante, pues alcanzaría cotas de 3 a 5 m. en 2 km. de longitud.

Decidimos, pues, quebrar la rasante, plegándola al terreno lo más posible, en la forma que representa el perfil (fig. 39).

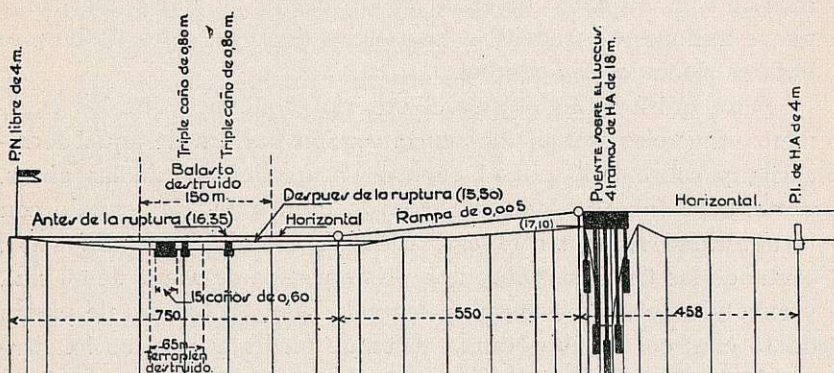


Fig. 39

La crecida del año 1926 desbordó el terraplén en 0,35 m. y en 900 m., arrastró el balasto en 150 m. y rompió el terraplén en 65 m. Para repararlo, nos limitamos a construir un nuevo grupo de 15 caños de 0,60 m., además de los dos grupos triples de 0,80 que habíamos primeramente construido y resultaron insuficientes.

Badén de 27 kilómetros. — Veamos otro ejemplo, aún más radical, y en el mismo ferrocarril de Tánger a Fez.

Este, en la zona francesa, atraviesa el valle del río Sebú en una extensa explanada casi horizontal de 32 kilómetros de anchura, de los que las grandes crecidas que se producen cada seis u ocho años sumergen una zona de 28 kilómetros de ancho.

En el primer proyecto de estos trozos, redactado con el espíritu de magnificencia que presidía antes de la guerra en la técnica francesa, se fijaron las rasantes de los terraplenes de avenida del

(1) De cuyo dato no hemos podido obtener, por cierto, comprobaciones seguras, si bien la crecida de 1926, que fué excepcional, según dicen los naturales del país, no alcanzó las vigas del puente, aunque sólo faltaron 0,20 m.

En el tomo II, página 300, detallamos los cimientos de este puente.



puede de manera que el nivel de la plataforma quedara siempre un metro por encima de las crecidas máximas observadas.

Esta condición de insumersibilidad de la línea exigía un volumen de terraplén de 600.000 m.³, y la construcción de 72 obras de desagüe suplementario, muchas de ellas con 2, 3 y hasta 5 tramos de 6 m. El gasto de estos 28 kilómetros de acceso alcanzaba nueve millones de francos, a los precios de 1919; a los de hoy, se hubiera doblado el desembolso.

Pero, quizá influídos por el criterio económico que los Ingenieros españoles sosteníamos en la sección nuestra de aquel ferrocarril, y sobre todo por el enorme encarecimiento de las obras, posterior a aquel proyecto, decidió la Compañía, de acuerdo con la autoridad zonera, atravesar todo aquel valle *a ras del suelo*, sentando las traviesas sobre una primera capa de arena de 40 cm., y envolviendo aquéllas en una segunda capa de balasto de piedra de 15 cm.; con drenes transversales de piedra y cunetas longitudinales se saneaba la plataforma en los puntos algo bajos; en 42 depresiones más acentuadas se construyeron grupos de pequeñas obras para facilitar el desagüe.

Las rasantes, con límite de 2 mm. de pendiente, se plegaron al terreno natural de manera que la vía no constituyera en ningún punto un dique a las inundaciones, y únicamente alcanzaron 6 mm. de pendiente en los accesos al puente propiamente dicho, de tramos rectos metálicos, cuyas cabezas inferiores se han elevado 1,50 m. por encima de la máxima crecida (1).

En resumen, se ha hecho *un badén de 27 kilómetros*.

La economía de esta solución sobre la de 28 kilómetros de terraplén insumergible, es del orden de *cuatro millones de pesetas*, a los actuales precios.

Construída la línea, la extraordinaria crecida de febrero de 1924 sumergió gran parte del valle; los desperfectos fueron insignificantes; únicamente hubo que añadir dos nuevos tramos de 6 m. para aumentar el desagüe en los puntos más castigados.

Vemos, pues, la flexibilidad de criterio que debe presidir en la fijación de rasantes en valles inundables, aun para puentes de ferrocarriles de vía ancha.

(1) En el tomo II, página 113, hemos dado algunos detalles sobre la cimentación de las pilas de este puente, constituido por 3 tramos de 27 m. y 2 tramos de 35 m. de longitud.



Peraltes sobre crecidas (1). — Cuando el trazado de la vía consiente rebajar la rasante del puente, claro es que conviene hacerlo cuanto lo permita el desagüe que se desea obtener; así se reduce el costo de la obra.

Para ello, y una vez aquilatadas las dimensiones de las vigas en los tramos o de los tímpanos y arcos, conviene fijar el nivel de las cabezas inferiores de aquéllos o de la clave en éstos sobre el de las crecidas, de manera que no les alcancen, a ser posible, los cuerpos flotantes que aquéllas suelen arrastrar.

Esta distancia es el *peralte* sobre las crecidas.

En tramos rectos convendría que este peralte no fuera inferior a unos 0,60 m.; en puentes en arco rebajado, el nivel de las crecidas ordinarias no deberá exceder del nivel de arranques, y en bóvedas de medio punto, de la altura de sus riñones.

Pero este *desideratum* es generalmente platónico.

Las crecidas no se sujetan al nivel que en los planos se les señala. Su variabilidad aconseja no fiarse de estas reglas, ni debemos tampoco preocuparnos con exceso de ellas.

Cuando sobreviene una crecida extraordinaria, los puentes bien dispuestos las sufren sin deterioro, y sólo en casos excepcionales, y entonces, generalmente por socavación en los cimientos, se registran hundimientos de uno o más tramos.

Recuérdese también que cuando las crecidas llegan a tapar los ojos de un puente, y hasta cuando sobrepasan su plataforma, como hemos citado casos en el capítulo anterior, se han inundado los accesos y los valles; el aumento de la sección de desagüe lleva entonces consigo la reducción automática de la velocidad de la corriente.

En grandes viaductos para carreteras. — Cuando el terreno o el trazado piden grandes viaductos, el estudio de sus rasantes adquiere singular importancia, porque su coste aumenta o se reduce, no en la proporción de sus alturas, sino en progresión geométrica, como con las luces de los tramos o arcos.

Mejor que una explicación servirá un ejemplo anecdótico.

En la carretera estratégica que estudiamos en 1897, entre

(1) Los franceses lo denominan *Revanche*.



Fonfría y Bermillo de Sayago (Zamora), se desarrolla el trazado en mesetas entrellanas y a unos 250 m. de altura sobre el nivel del río Duero, que las divide por una muy pronunciada depresión, de que da idea la figura 40, en la que teníamos que proyectar la obra de paso correspondiente (1).

Estableciendo la rasante de un puente a unos 15 o 20 m. de altura, suficiente para su desagüe, hubiera sido necesario desarro-



Fig. 40. Puente-viaducto de Pino, sobre el Duero

llar la bajada hasta el puente con un recorrido de unos 4 kilómetros, al 6 por 100, y después de atravesar el río, continuar con una rampa de igual longitud y pendiente.

Las márgenes del río son muy abruptas en casi toda su altura y en una gran extensión de su cauce, en la zona de la ubicación

(1) Nuestro ilustre compañero D. Práxedes M. Sagasta, Ingeniero de aquella provincia el año 1868, había comenzado el estudio de este puente, cuando los sucesos revolucionarios de aquella época le arrastraron a Madrid, donde se ocupó desde entonces de política.

del puente; además, no había vaguadas afluentes que permitieran aquellos desarrollos del trazado, por lo que éste necesitaba recurrir a varios zig-zags, con todos sus inconvenientes de gasto y de peligro.

El coste medio de un kilómetro de carretera en aquellas pendientes y rampas de acceso al puente, no siendo inferior en aquella época a 100.000 pesetas (hoy costaría más del doble), los 8 kilómetros de desarrollo hubieran representado un gasto de 800.000 pesetas.

Nos pareció, pues, evidente la conveniencia de un gran viaducto, pero el problema magno consistía entonces en determinar la rasante que había de adoptar.

Ante esta indecisión, procedimos por laboriosos tanteos de trazado y de soluciones correspondientes a diversas rasantes de viaductos, para que los aumentos de coste del viaducto fueran compensados por la reducción de longitud de la carretera.

Así conseguimos fijar la rasante del viaducto a 90 m. sobre el río, y disminuir en 2.200 metros el desarrollo del camino, que sólo necesitó un amplio zig-zag en la margen derecha.

Quedó, además, a favor del tránsito la reducción de la bajada y consiguiente subida en los 70 m. que conseguimos así elevar la rasante.

Vemos, pues, que aun para carreteras deben estudiarse las rasantes de los viaductos con especial predilección, sobre todo ahora, en que la intensa circulación automóvil las permite competir, a veces con ventaja, sobre ferrocarriles de escaso tráfico y acentuados perfiles.

En grandes viaductos para ferrocarril. — Pero es más importante aún que en las carreteras, el estudio de las rasantes de los grandes viaductos para ferrocarril.

En éstos, las pendientes admisibles para el trazado (salvo para tracción eléctrica, aún poco extendida) no exceden de 20 mm., y el coste de explanaciones y obras de fábrica, por efecto de las grandes curvas que exige, es mucho mayor que el de los caminos ordinarios.

Por último, la supresión de largas pendientes y rampas influye muy considerablemente en los gastos de explotación.

Así que todos estos factores obligan frecuentemente al estudio de grandes viaductos, cuyas rasantes no deben establecerse sin un concienzudo estudio de todas las soluciones de trazado y viaductos correspondientes.



Como dijimos en el ejemplo precedente, téngase en cuenta que cada veinte metros que se eleve la rasante del viaducto, pueden economizarse dos kilómetros de desarrollo en pendiente de 20 mm.; que en terrenos quebrados, como los que suelen encontrarse en las regiones necesitadas de viaductos, el kilómetro de línea férrea exige un gasto de construcción que oscilará hoy entre 300 y 600 mil pesetas; estas cifras serán frecuentemente superiores a lo que cueste la elevación correspondiente de la rasante.

Recuérdense, por último, las economías de conservación y *sobre todo de explotación* que esta reducción y mejora del perfil de la línea había de producir.

Como dijimos en el capítulo II, con igual razonamiento que al trazar un ferrocarril no vacila el Ingeniero en afrontar un túnel que separa dos valles, debe estudiar un viaducto que separa dos laderas (fig. 22, pág. 42).

Un largo túnel puede ser beneficioso, a pesar de su gran coste. Lo mismo suele ocurrir con un gran viaducto.

Los grandes arcos de acero, y mejor aún de hormigón armado, permiten soluciones múltiples, que deben tantearse con las diferentes rasantes que el trazado permita. Unicamente su comparación económica permitirá apreciar la disposición y la rasante óptima. Sería fatuidad ridícula pretender el acierto espontáneo de un problema tan complejo, en el que se juegan centenares de miles de pesetas.

Rasantes con o sin balasto. — En puentes o viaductos de hormigón armado para ferrocarril habrá que resolver previamente si las traviesas de la vía han de apoyarse directamente sobre el tablero, como en los puentes de hierro, o sobre la capa normal de balasto, como suele hacerse en los puentes de fábrica.

La cuestión no es indiferente, pues se trata de una reducción de 15 a 20 cm. de altura en toda la longitud del puente, y lo que es más importante aún, de una reducción de peso muerto de 3.000 kilogramos por metro lineal de puente, por supresión de balasto, que afecta sensiblemente al coste de los arcos o tramos.

Sostienen los Ingenieros opiniones diversas, según ya indicamos en el tomo I (pág. 230), al ocuparnos de las pequeñas obras.

El autor entiende que, como el balasto tiene por objeto principal repartir las sobrecargas sobre la plataforma, en los tableros



de hormigón armado las traviesas y el forjado se bastan para efectuar este reparto; sobra, pues, el balasto, y hasta perjudica, pues que aumenta inútilmente el peso muerto.

Así lo hemos realizado en muchos puentes (1), y así lo hizo Zafra en los ferrocarriles suburbanos de Málaga.

Pero hay muchos técnicos ferroviarios que prefieren mantener el balasto, porque suponen con ello mejor repartidas las sobrecargas y más fácil el asiento y, sobre todo, la conservación de la vía.

La Comisión nombrada por la Dirección general de Obras públicas para redactar modelos oficiales de puentes de ferrocarril de vía ancha, de hormigón en masa, de hormigón armado y metálicos (2), se ha pronunciado, por unanimidad, en la forma siguiente:

En los puentes con bóvedas de hormigón en masa, semejantes por su peso a los de fábrica, la vía llevará balasto.

En los puentes de hormigón armado que excedan de 15 metros de luz, y en los metálicos, puede y debe suprimirse el balasto; en los primeros bastará una pequeña capa de 3 a 6 centímetros de arena gruesa, contenida lateralmente por pequeños bordillos de hormigón armado, en la forma que describiremos en el capítulo XVII, al ocuparnos de estos modelos oficiales.

Así se fijarán las rasantes de las plataformas.

En canales.— En estas obras las pendientes tienen que ser constantes y en un solo sentido, pero de muy escasa inclinación.

Cuando los acueductos son largos, conviene aumentar en ellos la pendiente de los canales, para reducir la sección de los cajeros y, por ende, el coste de los acueductos. Así lo hemos hecho en los canales del Taivilla y Guardamar (provincia de Murcia), forzando en los acueductos largos las pendientes a 0,001, en canales cuyas inclinaciones estaban comprendidas entre 0,00025 y 0,0005.

En acueductos cortos no vale la pena de recurrir a esta economía, que no suele compensar las pérdidas de carga en los cambios de régimen del canal producidos por los quebrantos de rasantes.

(1) Los de Ceuta a Tetuán y de Tánger a Fez (zona española).

(2) Por O. de 28 de octubre de 1926 de la Dirección de O. P. se nombró esta Comisión, formada por el Inspector general D. J. Eugenio Ribera, Presidente, y los Ingenieros D. Domingo Mendizábal y D. Alfonso Peña, todos ellos Profesores de la Escuela especial de Ingenieros de Caminos.



A primera vista no parece que esta cuestión de aumentos o reducción de pendientes en los acueductos tenga gran importancia, pero ya veremos más adelante, al ocuparnos de los sifones, que todo aumento de pendiente en los canales, si bien lleva consigo una reducción de las dimensiones de las obras, puede este beneficio quedar anulado por la pérdida de altura, o sean kilovatios, si se trata de obtención de fuerza, o zona regable, si se trata de riegos.

El estudio económico de este problema obliga a tener en cuenta en su examen comparativo, la *capitalización* de los beneficios o pérdidas de cada una de las soluciones que pueden presentarse.

CAPÍTULO V

PLATAFORMA DE LOS PUENTES

Definiciones. — Anchuras en caminos vecinales. — Anchuras en carreteras. Anchuras en poblaciones. — Anchuras para ferrocarriles. — Anchuras para tranvías. — Alturas libres. — Huelgos. — Andenes en puentes carreteros. — Calzadas en puentes carreteros. — Vías en puentes de ferrocarriles. — Pretiles y barandillas.

Definiciones. — Con el nombre de *plataforma* designamos la parte superior de los puentes, sobre la que se establecen las calzadas y andenes para caminos ordinarios, o las vías de ferrocarriles y tranvías.

Su *anchura* es la distancia libre entre pretiles o barandillas.

Son elementos que varían esencialmente con el destino y la importancia de la obra.

Enumeraremos los diferentes casos que pueden presentarse.

Anchuras en caminos vecinales. — Es costumbre que para reducir algún tanto el coste de los puentes, se disminuya el ancho libre de éstos con relación al tráfico del camino que han de servir

Pero no hay reglas que determinen esta reducción de anchuras; así es que la arbitrariedad con que se ha procedido muchas veces ha consentido que se construyan puentes con anchos libres excesivos para una vía, y que son insuficientes para que se crucen en el puente dos grandes vehículos.

Entiende el autor que es viciosa esta libertad.

Un puente de un camino ordinario debe tener la anchura ne-



cesaria: o para una sola vía, o para el cruce de dos carros cualesquiera. *Las anchuras intermedias son absurdas*, porque ocasionan un gasto estéril.

En los modelos oficiales de puentes para caminos vecinales (1) los anchos de la plataforma son los siguientes:

		Calzada	Andenes	Bordillos salientes	Total entre barandillas
Tramos rectos de hormigón armado.....	Para simple vía..	2,20	2 de 0,70	2 de 0,10	3,80
	Para doble vía ..	3,40	2 de 0,70	2 de 0,10	5,00
Puentes en arco de hormigón armado.....	Para simple vía..	2,20	2 de 0,70		3,70
Tramos metálicos.....	Para simple vía..	2,20	2 de 0,75		3,70

En estas vías de escaso tráfico, en que las velocidades de los coches y automóviles son forzosamente moderadas, y en donde los cruces de vehículos obligan siempre a precauciones, cuando no a paradas y hasta a retrocesos, pueden admitirse puentes de una sola vía, aunque estas parsimonias reproduzcan los conflictos que dieron lugar a nuestro conocido refrán: « Al vado ó a la puente. »

Pero la creciente cultura y policía irán atenuando este inconveniente.

Anchuras en carreteras. — En los puentes de carreteras debe, en cambio, siempre darse a la calzada el ancho necesario para el cruce de dos vehículos.

El mínimo de estas calzadas debe ser de 4,50 m., correspondiente al de las carreteras de tercer orden, y es la anchura que se ha adoptado para los modelos oficiales de hormigón armado antes citados.

Asimismo, los andenes deben tener un mínimo libre de 0,75 metros de cada lado.

Cuando se proyectan puentes para carreteras de primero y segundo orden, que, como es sabido, tienen calzadas de 5,50 y 5 metros, y andenes de 1,25 y 1 m., respectivamente, puede, sin embargo, y sin gran inconveniente, reducirse la anchura libre del puente a los 6 m. de las carreteras de tercer orden, ya que con ella se cruzan los vehículos.

(1) Nos ocuparemos de ellos en el capítulo XVII.

Anchuras en poblaciones. — Pero es sobre todo en las poblaciones donde las anchuras de los puentes se determinan por el tráfico que ha de haber por ellas, y no caben reglas precisas.

Citaremos algunos puentes de construcción reciente:

	Calzada	Dos andenes de	Totales entre barandillas
San Antón, en Bilbao	6,65	1,85	10,35
Reina Victoria, en Madrid (Proyecto del autor)	9,00	2,50	14,00
Isabel II, en Sevilla (ensanchado de 2,35 m. por el autor en 1918)	11,20	2,20	15,60
San Telmo, en Sevilla (Proyecto del autor)	10,00	2,50	15,00
Isabel II, en Bilbao (ensanchado en 5 m.)	10,00	3,75	17,50
María Cristina, en San Sebastián (Proyecto del autor) ...	12,00	4,00	20,00
Kursaal, en San Sebastián (Proyecto del autor)	12,00	4,00	20,00
Santa Catalina, en id. id. (ensanchado en 1926 de 12 m.)...	14,25	5,50	25,25
Puente de Primo de Rivera, en Valencia (Proyecto del Ingeniero Jefe D. Arturo Monfort). En construcción.....	20,00	5,00	30,00

En el Extranjero, citaremos, entre los puentes de gran anchura, el de Amidonniers, en Toulouse, con 22 metros, y en París, los de Austerlitz y Alejandro III, que alcanzan 30 y 40 metros, respectivamente.

En las grandes poblaciones debe siempre preverse con amplitud de miras el porvenir de su circulación, para evitar los costosos y sucesivos ensanches que muchos de ellos van exigiendo.

Anchuras para ferrocarriles. — Dependen del gálibo de las vías férreas.

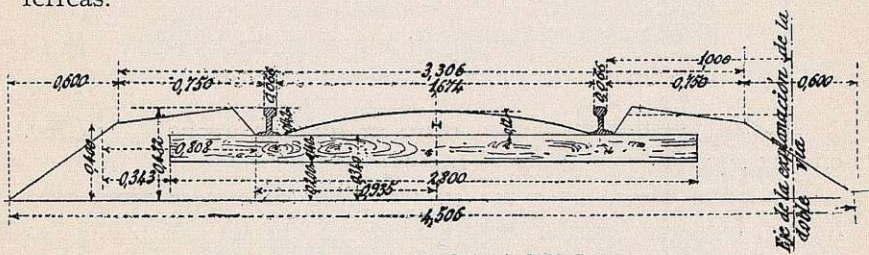


Fig. 41. Sección de la vía de M. Z. A.

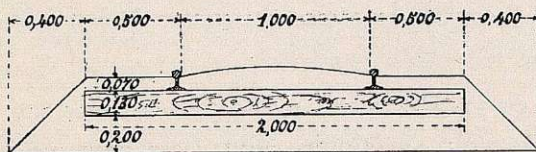


Fig. 42. Sección de la vía del ferrocarril Vasco-Asturiano



En las figuras 41 y 42 presentamos las secciones de la vía de la Compañía de Madrid a Zaragoza y Alicante, en vía ancha, y del ferrocarril Vasco-Asturiano de 1 m., que son los más abundantes en balasto.

Los anchos entre barandillas que suelen adoptarse, son:

Ferrocarriles de vía ancha española de simple vía	5,00 m.
Id. id. id. de doble vía	8,80 »
Id. id. vía europea (1,50 entre ejes de carriles) y simple vía	4,51 »
Id. id. doble vía	8,08 »
Id. id. de vía estrecha de 1,00 m.	3,60 »

Con estos anchos entre barandillas es necesario que el personal de la vía se tumbe a los costados de la misma cuando un tren pase por los puentes, pues el gálbo no consiente otra postura.

Anchuras para tranvías. — El gálbo de éstos es también variable, aunque no suele exceder de 2,80 m.; así que los puentes en los que se suponga que han de establecerse deben tener las anchuras necesarias para una o dos vías, con un sobreancho mínimo entre los coches de 0,40 m.

Alturas libres. — En el caso de arcos superiores que necesitan arrostramientos por encima de la rasante, deben estar éstos por encima del eje de la calzada, o de la cabeza de arriba, a las alturas mínimas siguientes:

Ferrocarriles de vía ancha	5,00 m.
Id. de vía estrecha	4,10 »
Carreteras	4,50 »

En los puentes en curva, claro es que los anchos y alturas citadas se refieren siempre al carril peraltado.

En estos casos, así como en los pasos superiores sobre vías férreas, hay que tener especial cuidado en que no sólo pueda pasar el material de la Compañía a que pertenece la obra, sino las locomotoras y coches de otras Compañías de igual ancho de vía, que pueden tener mayores gálbos.

Andenes en puentes carreteros. — Los andenes son indispensables en los puentes carreteros, sobre todo para los automóviles. No sólo permiten el paso libre y resguardado de los peatones,



sino que impiden que los vehículos tropiecen con las barandillas, por lo general ligeras y de resistencia insuficiente para soportar un choque.

Aunque los modelos oficiales de tramos rectos para caminos vecinales admiten que los andenes estén limitados por unos bordillos salientes (fig. 43), la experiencia ha demostrado que son más eficaces y muy poco más costosos los andenes sobrepuestos, como ya indicamos en nuestro primer tomo (pág. 227).

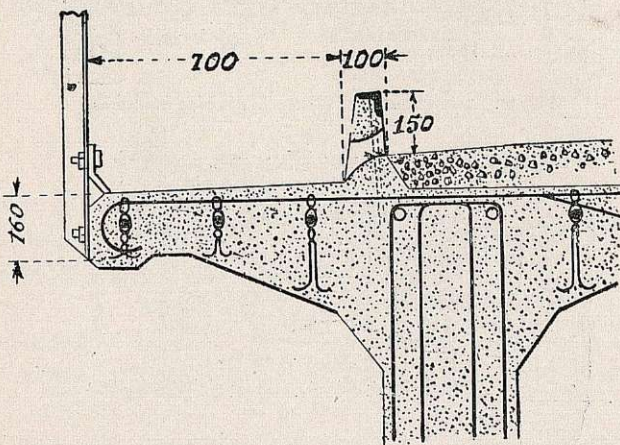


Fig. 43. Andén en los modelos oficiales de caminos vecinales

Así están proyectados en nuestros modelos oficiales de tramos en arco para caminos vecinales y carreteras (figs. 44 y 44 bis), estos últimos aprobados por R. O. de 10 de enero de 1923. En ellos la imposta es de piedra artificial y el andén de hormigón pobre o hueco para canalizaciones (1).

Los andenes para los tramos rectos de hormigón armado, para carreteras, y que como modelos oficiales se aprobaron por R. O. de 31 de enero de 1922, fueron también proyectados por el señor Zafra con bordillos salientes iguales a los de caminos vecinales (figura 43).

Pero la Dirección de Obras públicas estimó que, sobre todo en carreteras, en que pueden cruzarse vehículos, estos bordillos

(1) Los andenes de los modelos para caminos vecinales sólo se diferencian de éstos en su ancho total, que de 0,75 m. se reduce a 0,70 m.



ofrecían inconvenientes, ordenando, en su vista, la adopción de andenes a mayor altura que la calzada.

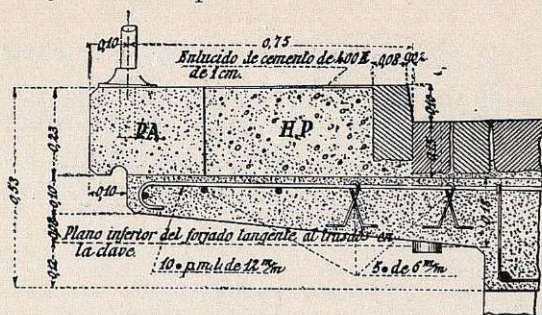


Fig. 44. Andenes en los modelos oficiales para carreteras

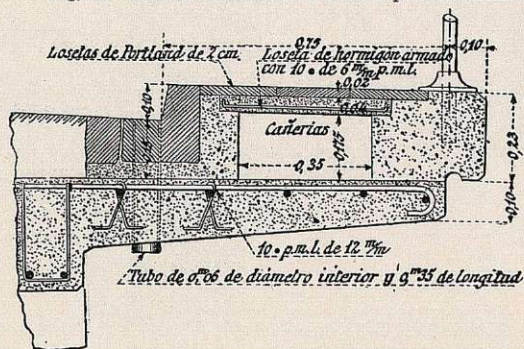


Fig. 44 bis. Andenes en poblaciones

El Sr. Zafra proyectó entonces los andenes con placas de hormigón moldeado en la forma representada por la figura 45, que fueron aprobados (1).

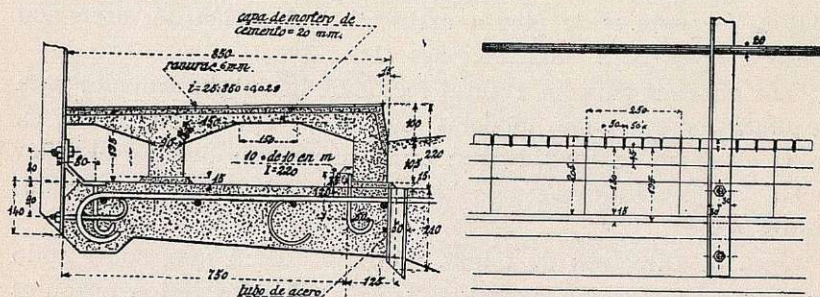


Fig. 45. Andenes de los modelos oficiales para tramos rectos en carreteras

(1) El autor se permite preferir los tipos de andenes de la figura 44; el aumento de peso es insignificante, y pueden aplicarse a los tramos rectos de hormigón armado.



Cuando los puentes se encuentran en la inmediación, o en las poblaciones, deben aprovecharse los tramos para sostener las canalizaciones de agua, gas y electricidad.

Si los tubos son grandes y no caben bajo los andenes, hay que suspenderlos por debajo de éstos, o sostenerlos por medio de ménsulas (fig. 46).

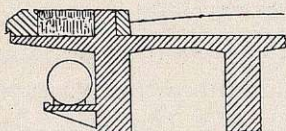


Fig. 46

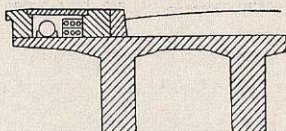


Fig. 47

Cuando las canalizaciones son de pequeño diámetro, es preferible colocarlas o enterrarlas en los andenes, o mejor aún bajo una placa de hormigón armado, o metálica, de fácil manejo (fig. 44 bis y 47).

Los bordillos de estas aceras se han ejecutado muchas veces con el propio hormigón de los andenes, reforzando su arista con un acero angular sujeto con pernos al hormigón, pero hemos observado que esta disposición es destructora para los neumáticos de los automóviles.

Debe, pues, desecharse, empleando bordillos de piedra artificial, o mejor aún de sillería desbastada, con una inclinación de 1/5 en su paramento visto.

Calzadas en puentes carreteros. — Lo más frecuente es construir las calzadas con firme ordinario.

Pero el desarrollo de la locomoción automóvil aconseja renunciar a aquel arcaico y sucio pavimento.

Por lo menos debe sustituirse el recebo por lechada de cemento o revestimientos de betún asfáltico. Cuando los tableros son de hormigón armado, es preferible ejecutar las calzadas con hormigón blindado o, mejor aún, adoquinado con lechos y juntas de portland, salvo en los apoyos, en que pueden dejarse unas hiladas de adoquines, con juntas de arena, para la dilatación de los tramos, según veremos al ocuparnos de los tímpanos. (Capítulo XI.)



También hemos empleado para la calzada con bastante éxito, losetas de asfalto comprimido de 4 cm., que ofrecen la ventaja de reducir el peso muerto del tablero; pero cuando el puente lleva tranvías, se destruyen rápidamente las losetas en las inmediaciones de los carriles, por lo que en estos casos, hay que sustituirlas por adoquines pequeños (*petit-pavé*).

En las poblaciones deben ejecutarse las calzadas y andenes con igual pavimento que las calles adyacentes.

Vías en puentes de ferrocarril.— Al ocuparnos de las rasantes de los puentes de hormigón armado para ferrocarriles, ya explicamos la duda que se presenta de si han de llevar o no balasto las vías.

Pero es una cuestión que no afecta a la anchura de estos puentes, cuyas barandillas deben situarse a la distancia que el gálibo exija, que citamos anteriormente.

Sin embargo, para impedir que éste se desparrame sobre los forjados, conviene contenerlo por unos bordillos de cemento armado, que impiden al mismo tiempo los movimientos laterales de la vía (1).

Pretiles y barandillas (2).— En los puentes de fábrica para carreteras era casi tradicional y clásico poner pretiles de sillería lisa (fig. 48).

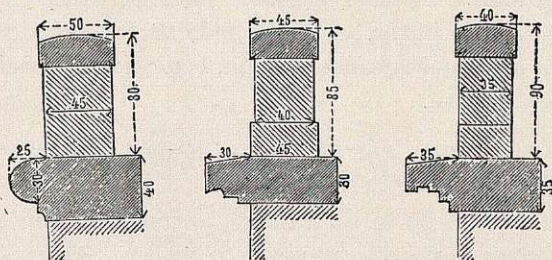


Fig. 48

Para evitar el costoso sobreancho del puente y apoyos que estos pretiles ocasionaban, se disponían a veces en voladizo, mediante impostas dobles o ménsulas, que contribuían a la decora-

(1) En el capítulo XVII, *Modelos oficiales*, damos la sección de estos bordillos.

(2) En el último capítulo, *Decoración de los puentes*, presentaremos más ejemplos de los pretiles y barandillas, con carácter decorativo.



ción de la obra (fig. 49), o, mejor aún, con pretiles de ladrillo (figuras 50 y 51).

Pero hoy, en los puentes de caminos vecinales y carreteras, sobre todo en los de hormigón armado, en que los andenes suelen estar en voladizo, se adoptan casi exclusi-

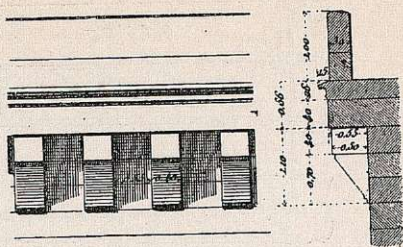


Fig. 49

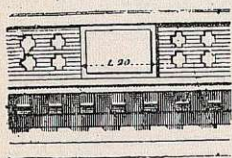


Fig. 50

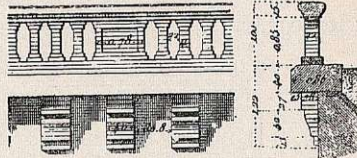
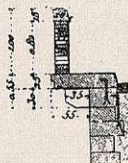


Fig. 51

vamente barandillas metálicas y sencillas (figuras 52 y 53), que pesan, respectivamente, 22 y 28 k. por metro lineal.

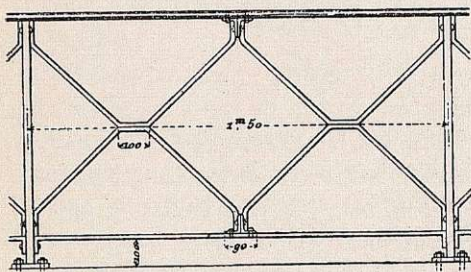


Fig. 52

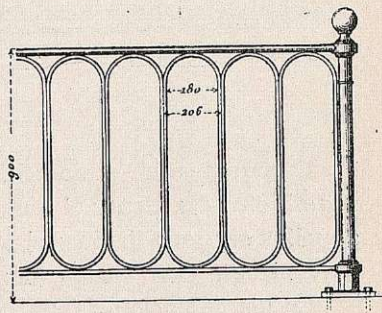


Fig. 53

Las más económicas son las de los modelos oficiales de tramos rectos de hormigón armado (fig. 54), con sus montantes a distancias variables de 1,25 a 1,75 metros.

Vienen después las que estamos empleando en la mayor parte de nuestros puentes, aceptadas también por la Dirección general de Obras públicas, para los modelos oficiales en arco de hormigón armado.



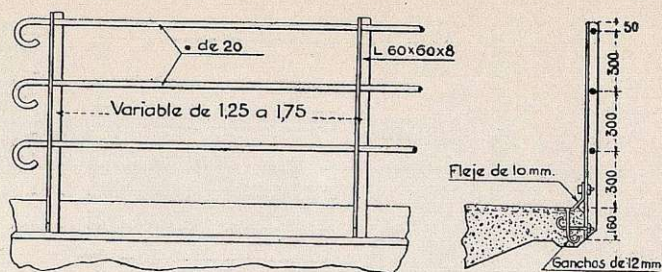


Fig. 54

Consisten en tubos de acero galvanizado de 43 mm. de diámetro exterior, con montantes a distancias de 1,50 a 2 m. (fig. 55).

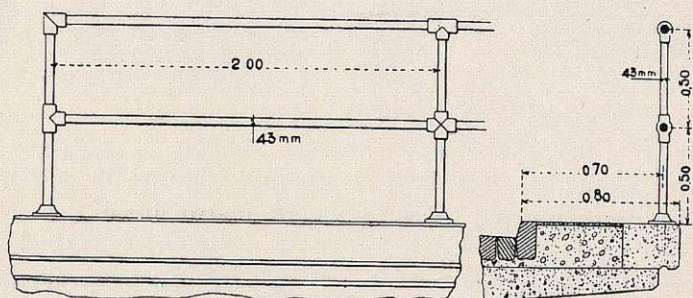


Fig. 55

En puentes de ferrocarril, en los que las barandillas sólo tienen por objeto resguardar el paso de los obreros de la vía, aun pueden aquellas ser más ligeras; el autor emplea entonces tubos de acero galvanizado, pero de 35 mm. de diámetro (1).

En las poblaciones estas barandillas metálicas necesitan ser más robustas, contribuyendo a la decoración, según veremos en el capítulo último de este tomo.

(1) Las construye en España la fábrica «Tubos forjados», de Bilbao.

CAPÍTULO VI

ELECCION DE LUCES Y TIPOS

Es el problema primordial. — Evoluciones constructivas de los puentes. — Elección del material. — Influencia de las luces en los puentes. — Influencia de los cimientos. — Influencia de los apoyos. — Modelos oficiales de puentes. — ¿Tramos o arcos? — Elección de viaductos. — Abuso de los viaductos. — Supresión de los viaductos. — Cuándo convienen los viaductos. — Elección de tipos de acueductos o sifones.

Es el problema primordial. — Supongamos fijados: el emplazamiento y el desagüe, la rasante y la plataforma, preferibles para el puente.

Debemos ahora proceder a la elección de tipos y luces más convenientes en cada una de las soluciones posibles para los factores antes determinados, y redactar los anteproyectos que han de permitir su comparación económica.

Aquí está el magno *problema* en que el Arte y la Ciencia deben nuevamente simultanear, aún con mayor compenetración que en los anteriores estudios.

Se trata de perseguir la *solución óptima*: aquella que, a igualdad de resistencia y de duración, exija menor gasto.

Para su acierto, debe aguzar el ingenio todo Ingeniero consciente de su primordial obligación: la de ser un buen gerente de los intereses que, por su título, le han sido encomendados.

Bueno que sea *creador de estructuras*, pero mejor aún que sea *ahorrador de pesetas*.

No debe creer que, merced al estudio minucioso de cuantos



puentes se han construido hasta la fecha, le surja espontáneamente la solución óptima, la más económica.

Por lo mismo que dispone hoy de multitud de ejemplos en tipos y luces, con variados materiales, es más laboriosa la selección. La duda aumenta a medida que los conocimientos se amplifican, sobre todo cuando la inexperiencia impide eliminar desde el primer momento muchas de las soluciones *posibles*, pero no aplicables económicamente, al caso especial que se proyecta.

Evoluciones constructivas de los puentes.— Recordemos las evoluciones constructivas que han sufrido los puentes.

Hace cien años, los Ingenieros sólo disponían de la *piedra*, y tenían que limitarse a perfeccionar los puentes de Perronnet, reduciendo espesores y aumentando las luces merced a los aligeramientos de tímpanos.

Vino el *hierro*, y luego el *acero*, a facilitar la construcción de muchos puentes que de sillería hubiesen sido prácticamente irrealizables, y ya parecía haberse llegado al límite de la perfección, cuando se realizaron aquellos colosales puentes de Brooklyn, del Garabit y del Forth, salvando vanos enormes, con alturas casi fantásticas.

Pero surgieron entonces los progresos en la fabricación de *cementos* y, a su vez, la sustitución de la piedra labrada por el *hormigón moldeado*, suprimiendo los inconvenientes de las juntas y labra de aquélla, y los peligros de los roblones y de la oxidación del acero, iniciándose nuevos tipos de puentes que se consideraron nuevamente como el *summum* de la Ingeniería.

Observóse, sin embargo, una deficiencia del hormigón con relación al hierro: la de que faltándole fibras, no resistía a los esfuerzos de tensión.

La aceleración progresiva del Arte de la Construcción solventó muy pronto aquel defecto, dando fibras al hormigón por medio de barras de acero aprisionadas en su masa, con lo que no sólo se *aligeraron al extremo las bóvedas, sino que pudieron construirse tramos rectos* con el nuevo material: el *hormigón armado*, que vino a revolucionar más intensamente aún la ejecución de los puentes.

Elección del material.— A pesar de lo que acabamos de resumir, no deben desecharse *a priori* los antiguos materiales.



Desde luego, y según veremos más adelante, son cada día más contados los casos en que convenga emplear sillerías, y hasta el empleo del sillarejo, que antes de la guerra tuvo en Francia tan notables aplicaciones, va sustituyéndose por el hormigón en masa.

Asimismo va reduciéndose el número de los puentes metálicos, a pesar de los indudables progresos de su cálculo y fabricación, y aun en los ferrocarriles, en que se sostuvo largo tiempo la hegemonía del hierro, desaparece poco a poco su empleo, por las ventajas de economía y duración que ofrece hoy día el hormigón, en masa o armado, en la mayor parte de los casos.

Pero aunque eliminadas muchas de las disposiciones empleadas en el siglo pasado, sigue la variedad de las soluciones que en cada obra pueden racionalmente aplicarse.

Aparte de las metálicas, que son objeto de un curso especial, deberemos tantear los tipos de puentes de fábrica y hormigón armado que mejor se acomoden a la clase de piedra de que dispongamos.

Si hubiese canteras en bancadas que facilitaran la labra del sillarejo, y maderas baratas que permitieran cimbras económicas, podrá aún convenir el empleo de aquella fábrica.

Si los aluviones de los ríos fueran gruesos y la longitud y altura del puente no resultaran excesivas, quizá el hormigón en masa pudiera ofrecer la solución más económica.

En los demás casos se va imponiendo, cada vez más, el empleo del hormigón armado, tanto en carreteras como en ferrocarriles y canales.

Pero no debe olvidarse que en una misma vía los precios de estos materiales pueden variar sensiblemente de uno a otro trozo, lo que a veces modifica el problema de su elección.

Así, por ejemplo, en el proyecto del canal de Taivilla, que por sus 200 kilómetros de longitud y caudal de 4 m.³ por segundo requiere un gran número de acueductos y sifones, observamos la evidente influencia, en la elección de sus materiales, por los precios relativos de cada uno de los trozos, influidos sensiblemente por sus variables distancias de transporte.

En algunos de ellos convenían pilas y acueductos de fábrica, porque sobraba piedra de los desmontes y túneles, y las gravillas resultaban caras. En otros ocurría lo contrario, y se inclinaba la



balanza a favor del hormigón armado, no sólo en los cajeros, sino hasta en las pilas.

Así es que aun disponiendo de todos los materiales, es preciso comparar los presupuestos, pues claro está que si las diferencias no fueran sensibles, habría de inclinarse la elección hacia el puente de fábrica, que, a su evidente mejor aspecto, une la condición de no ser tan susceptible de imperfecciones de mano de obra, ni tan sometido a la buena calidad del cemento.

Influencia de las luces en los puentes.— Cualquiera que sea el material elegido, el primer problema que se presenta es de la distribución de luces para el desagüe lineal fijado.

En primer lugar, no hay el menor inconveniente en que el número de tramos sea par o impar.

Algunos autores aconsejan una distribución de luces simétrica, con un número *impar* de tramos; nos parece una preocupación algún tanto pueril; iguales condiciones de desagüe y aspecto ofrece un número par de luces.

Tampoco es absolutamente fija la longitud del desagüe lineal; si el terreno o los modelos de puentes fácilmente aplicables pidieran un aumento o disminución pequeña de este desagüe, calculado siempre con alguna arbitrariedad, no influye sensiblemente, ni en el desagüe ni en el coste, que el puente tenga unos metros más o menos: *los desagües no se miden por centímetros.*

Recordemos, además, que el precio por metro lineal de los tramos rectos o bóvedas en los puentes *aumenta* en progresión geométrica de las luces, *casi en la proporción de sus momentos flectores, es decir, en la de los cuadrados de las luces* (1).

Pongamos un ejemplo:

Un puente de 80 metros de desagüe lineal podrá realizarse con:

2	arcos o tramos	de 40 m.	de luz y 3 apoyos.
4	» o »	de 20 »	» y 5 »
8	» o »	de 10 »	» y 9 »

Los costes de los arcos o tramos estarán casi en proporción de los cuadrados en 40 — 20 y 10; es decir, de 1600 — 400 y 100.

(1) Es algo menor la proporción por el factor común tablero, pero la admitimos para simplificar la comparación.



Pero, en cambio, el número de cimientos y de los estribos y pilas correspondientes aumenta de 3 a 9.

Veamos la influencia de estos factores.

Influencia de los cimientos. — Aunque ya detallamos en el tomo II cuanto se refiere a los cimientos, no está demás resumirlo.

Cuando pueda cimentarse directamente a pequeñas profundidades, o indirectamente, con pilotaje, los cimientos resultan baratos: puede aumentarse, sin gran coste, el número de apoyos. Ya citamos en el tomo I (pág. 238) muchos puentes que por esta economía de cimentación pudieron sustituirse con pontones.

No debe olvidarse, además, que el precio del metro cúbico de cimientos, o el de metro lineal de hinca de pilotes o de cajones, *decrece sensiblemente con el número de unidades*, porque los gastos generales de adquisición, transportes, instalación y puesta en marcha de los medios auxiliares, y la amortización de una parte de ese material, tienen que repartirse entre los cimientos que se ejecuten en una obra. Mil metros cúbicos de cemento por aire comprimido pueden costar a 200 pesetas por metro cúbico; pero si sólo fueran 200 m.³ los cimientos a ejecutar, no bajaría su precio de 300 a 350 pesetas por metro cúbico. Análogos aumentos de precios unitarios se observarían en cualquier otro procedimiento de cimentación.

En resumen, el coste de la *unidad* de cimentación se reduce a medida que aumenta el número de apoyos, por lo que el miedo a los cimientos costosos debe desaparecer. La Ingeniería tiene hoy más recursos que antes: los cajones de hormigón armado; las tablestacas y pilotes metálicos o, mejor aún, de hormigón armado; las inyecciones de mortero, y, en último extremo, el aire comprimido (que resulta económico aplicado a un gran número de pilas), cimientos que conviene ejecutar con abundantes medios auxiliares, permiten el aumento del número de apoyos.

Es evidente, pues, que en el ejemplo anterior resultará bastante más económica la unidad de cimentación para nueve apoyos, que para cinco, y aún más que para tres.

Influencia de los apoyos. — Veamos ahora la influencia que pueden tener los apoyos. A primera vista puede creerse que los



dos estribos son factores comunes, de valor constante, cualquiera que sea la distribución de luces.

Podrá ser esta consideración casi exacta, tratándose de tramos rectos, que sólo producen reacciones verticales en sus apoyos.

Pero no así en los puentes en arco; en éstos el volumen de los estribos y de sus cimientos aumenta en proporción de los empujes oblicuos a que estarán sometidos, que son, a su vez, función de las luces, y aumentan en oblicuidad con el rebajamiento.

Para igual altura de rasante e iguales luces, los estribos y sus cimientos crecen sensiblemente de importancia con los rebajamientos de la bóveda (fig. 56).

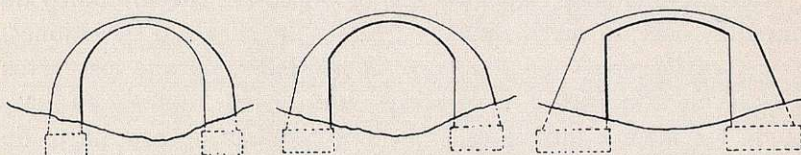


Fig. 56

En las pilas, los aumentos de volúmenes son menos acentuados, pero también necesitan tener mayores gruesos a medida que crecen las luces de los tramos rectos y, sobre todo, las de los arcos; en éstos la desigualdad de los empujes EE' , cuando un arco está cargado y el contiguo descargado, determina una resultante R

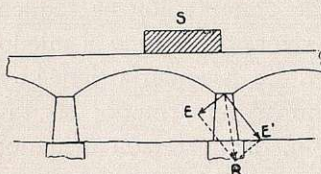


Fig. 57

oblicua, que obliga a ensanchar la pila y el cimiento (fig. 57).

Una vez calculados por fórmulas empíricas los espesores aproximados de estribos y pilas, en función de su altura, la comparación de presupuestos puede establecerse fácilmente.

Se miden los cubos de las fábricas y las superficies de los paramentos de varias soluciones (fig. 58), y se obtienen presupuestos muy aproximados, que se comparan, a su vez, con distribuciones variadas de tramos metálicos, cuyos pesos por metro lineal se deducen de tablas.

Para el estudio completo es menester estudiar las soluciones de hormigón armado, ya sea con arcos o con tramos rectos.

Y las metálicas, con tramos rectos de tipo corriente.

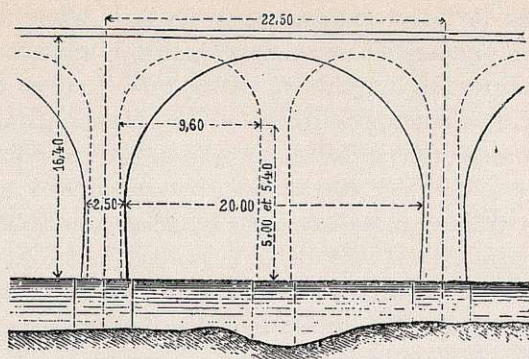


Fig. 58

Modelos oficiales de puentes.—Hoy este trabajo se facilita extraordinariamente en España con los modelos oficiales de puentes para carreteras y caminos vecinales, estudiados ya, y los análogos para ferrocarril, que se están redactando (1).

Para *puentes de caminos vecinales*, de simple vía (2), hay modelos de:

Tramos rectos de hormigón armado, proyectados por D. Juan M. de Zafra, aprobados por R. O. de 31 de marzo de 1923.

Tramos rectos metálicos, proyectados por D. Domingo Mendizábal;

Puentes en arco de hormigón armado, con rebajamientos de $1/10$ — $1/4$ y $1/2$, proyectados por el autor.

Las luces teóricas (entre ejes de apoyo en tramos rectos, o de las directrices en arcos) son para todos estos modelos de puentes: 10 — 11,50 — 13,00 — 14,50 — 16 — 18 — 22 — 23 — 25 — 28 — 32 y 36 metros.

Para *puentes de carretera de tercer orden, de doble vía*, hay modelos de:

Tramos metálicos, proyectados por D. Domingo Mendizábal, aprobados por R. O. de 21 de marzo de 1922;

Tramos rectos de hormigón armado, proyectados por D. Juan M. de Zafra, aprobados por R. O. de 31 de enero de 1922.

Puentes en arco de hormigón armado, proyectados por el autor, aprobados por R. O. de 10 de enero de 1923.

(1) Dedicamos a estos modelos el capítulo XVII, en la tercera parte de este tomo.

(2) Ya describimos los de pequeña luz en el tomo I, página 224.



Las luces de estos modelos para carreteras son las mismas que en los de puentes de caminos vecinales, y además se ha extendido el estudio a las luces de 40 — 45 y 50 metros, para los tramos metálicos, los tramos rectos y los arcos rebajados al 1/10.

Para los arcos rebajados al 1/4 sólo se han estudiado hasta 45 metros.

Para los tramos metálicos hay modelos con tablero superior e inferior.

Por último, la Comisión nombrada por R. O. de 25 de octubre de 1926 para el estudio de los modelos de ferrocarril de vía ancha (1), está estudiando los siguientes modelos:

Losas de hormigón armado: para luces de 1 — 2 — 3 — 4 y 5 m.

Tramos rectos de hormigón armado: para luces de 5 — 6 7,25 — 8,50 — 10 — 11,50 — 13 — 14,50 — 16 — 18 y 20 m.

Arcos de hormigón en masa: con rebajamientos de 1/10 — 1/4 y 1/2 para luces de 10 — 11,50 — 13 — 14,50 — 16 18 — 20 — 22 — 25 m., y además arcos de 28 m. para 1/4, y de 28 y 32 m. para 1/10.

Arcos de hormigón armado: con rebajamiento de 1/10 y 1/4 para luces de 25 — 28 — 32 — 36 y 40 m., estudiándose además los de 45 y 50 m. para rebajamiento de 1/10.

Tramos metálicos, de tablero superior e inferior, para luces de: 20 — 22 — 25 — 28 — 32 — 34 — 36 — 45 y 50 m.

Como el estudio de estos modelos, calculados para las nuevas sobrecargas oficiales (2), comprende las cubicaciones detalladas de los tramos y arcos, y las dimensiones mínimas que deben tener los estribos y pilas de los puentes en arco, el estudio comparativo de todas las soluciones posibles de los puentes hasta 50 metros de luz es muy rápido.

Para dar idea de ello, reproducimos en la lámina 1.^a, al final de este tomo, los tipos en arco que el autor estudió para los puentes de carretera.

(1) Esta Comisión está presidida por el autor, y forman parte de ella los Profesores de la Escuela D. Domingo Mendizábal y D. Alfonso Peña Boeuf.

(2) Justificadas en el concienzudo trabajo de D. Domingo Mendizábal, aprobado, con elogios calurosos, por R. O. de 24 de septiembre de 1925.



Tramos o arcos. — Dado un perfil transversal del río en el que se señale el desagüe lineal, los niveles de estiaje, los de crecidas y la rasante, todos ellos fijados por las consideraciones de capítulos anteriores, se dibujan las distintas soluciones de modelos oficiales que pueden aplicarse. Se deducen los importes de la superestructura y de los apoyos y cimientos correspondientes, calculados aproximadamente, y se obtienen así los costes de las soluciones posibles, entre las que pueden resultar en algunas de ellas diferencias pequeñas.

De un muy interesante estudio comparativo hecho por el Ingeniero D. José Barcala (1), con precios medios para el hormigón y el acero, se deduce que, por lo menos, para los puentes de carreteras, *son más económicos los tramos rectos de hormigón armado hasta 25 metros de luz, y para luces mayores, los arcos de hormigón armado; los tramos metálicos resultan siempre más caros.*

Pero hay otro factor también favorable en muchos casos a los tramos rectos.

Cuando no se tenga confianza absoluta en la *incomprensibilidad del terreno* en que se apoya el cimiento, es peligroso proyectar arcos rígidos; un asiento de cualquier apoyo puede determinar la rotura y hasta la caída de un arco.

En cambio, los tramos rectos, independientes, como son los modelos oficiales, pueden sufrir asientos desiguales de sus pilas sin que peligre el puente. Es fácil levantar con gatos hidráulicos los tramos movidos y recalzar por debajo con hormigón las impostas de los apoyos (2).

Tratándose de puentes de ferrocarril, y dadas las considerables sobrecargas y esfuerzos secundarios que hoy se adoptan para el cálculo, creemos que hasta luces de 30 metros se dará generalmente la preferencia a los arcos de hormigón en masa, aunque los tramos rectos de 10 a 18 m. quizá resulten más baratos, pues en general los Ingenieros ferroviarios siguen algún tanto recelosos respecto al porvenir del hormigón armado, sometido a los violentos choques y vibraciones de los trenes rápidos.

(1) Publicado en la *Revista de O. P.* de 1.º y 15 de agosto de 1923, cuya lectura recomendamos.

(2) Lo hemos hecho, sin interrumpir el tránsito, en dos puentes en Marruecos: los puentes del Mogote y del Smir, en los que profundas socavaciones determinaron el asiento de algunas de las palizadas de apoyo.



Pero hasta que no estén estudiados los modelos oficiales no podemos adelantar las diferencias de coste entre unas y otras soluciones.

Elección de viaductos. — El problema varía según que se trate de un *viaducto* para salvar una depresión del terreno (fig. 59), o de un *punte-viaducto*, en que hay que dar además paso al agua (figura 60).

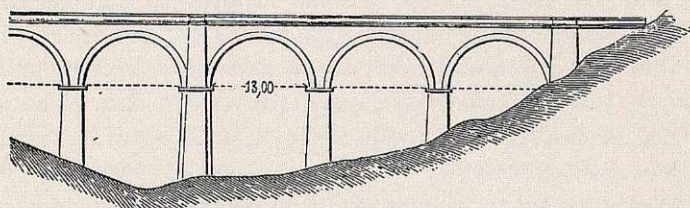


Fig. 59. Viaducto

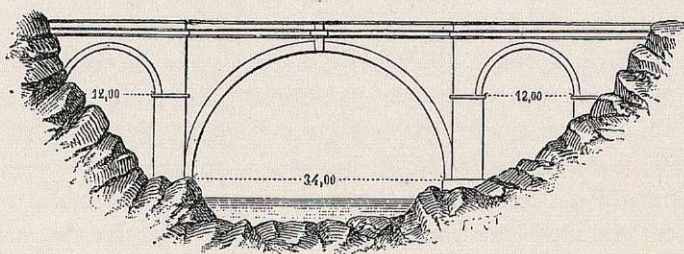


Fig. 60. Punte-viaducto

En estos casos, poco comunes, deberán hacerse estudios comparativos análogos a los que el autor indicó en el capítulo II; ya vimos allí las enormes diferencias de coste obtenidas con soluciones todas ellas clásicas.

Pero son más corrientes los viaductos propiamente dichos.

Abuso de los viaductos. — En los ferrocarriles es donde con más frecuencia se precisa construir viaductos.

Sobre todo en terrenos montañosos, en que los trazados imponen las rasantes de subida o bajada, y en que los grandes radios de las curvas impiden a la línea plegarse a las inflexiones de las laderas, son muchos los pasos sobre vaguadas que parecen exigir viaductos.



Aunque suelen ser obras costosas, se ha abusado y continúa abusándose de ellas, existiendo numerosos viaductos innecesarios; unas veces porque hay Ingenieros que tienden a proyectar una obra de importancia; otras veces, por desidia de estudiar soluciones más económicas.

Conocemos varios casos de viaductos que pudieran haberse sustituido, con enorme economía, por terraplenes ejecutados con tierras sobrantes de los desmontes inmediatos, que hubo que transportar a caballeros.

Resultan entonces dos gastos inútiles: el de los depósitos a caballeros de las tierras sobrantes, y el de la construcción de viaductos innecesarios, que podrían sustituirse por caños o pontones, a lo sumo (1).

¡Debieran perder su título los Ingenieros culpables de tamaños despilfarros!

Supresión de los viaductos. — Como suelen los viaductos construirse simultáneamente con las explanaciones que a él acceden, deben estudiarse, ante todo, los materiales sobrantes: tierras y rocas, que han de excavar en los desmontes próximos.

Serán frecuentes los casos en que puedan *suprimirse* los viaductos, sustituyéndolos con terraplenes, aunque sean de gran altura, y reduciendo la obra de la vaguada a la sección indispensable para el desagüe.

Es más, hasta puede convenir la supresión total de viaductos construídos.

Citaremos varios casos.

En la línea férrea de Oviedo a Gijón, próximo a la estación de Lugo de Llanera, existía un viaducto importante de sillería. Al cabo de veinte años de servicio pudo observarse que la piedra se descomponía poco a poco, amenazando la ruina de la obra. Se ha sustituido con un terraplén.

En la línea de Albacete a Cartagena existía un tramo metálico de 40 m. de luz y 24 m. de altura, sobre la rambla de Carricalejo.

En lugar de reforzar el tramo, se sustituyó por un terraplén, cubriendo un grupo de cinco alcantarillas ovoides de 3 m. de al-

(1) En una pequeña línea, que hemos visitado, la economía que hubiera podido obtenerse por estos conceptos es del orden de cerca de un millón de pesetas.



tura (fig. 61), formando cuerpo con unas pantallas de hormigón armado de 7 m. de altura, aguas arriba y aguas abajo.

Con esta inteligente disposición, la pantalla de aguas arriba es una presa de embalse de aguas, y aun en el caso de crecidas mayores a las previstas, podrá el agua embalsarse por delante de

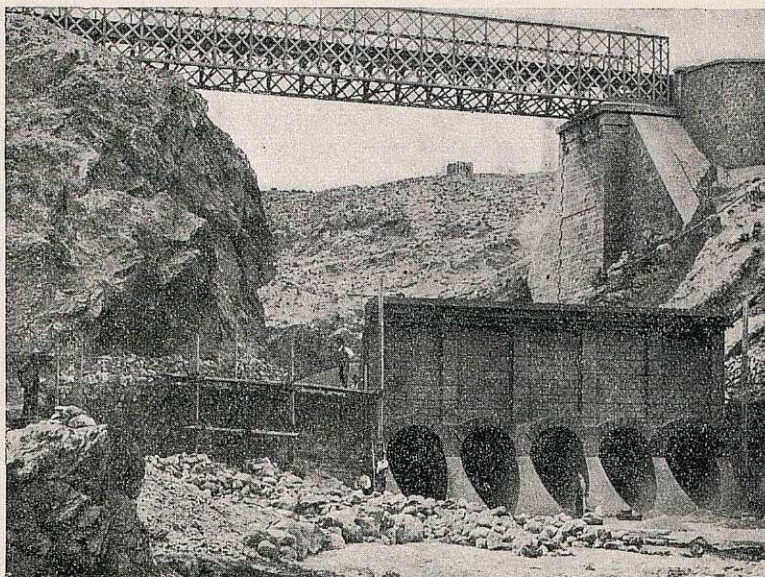


Fig. 61. Substitución del viaducto de Carricalejo por un terrapién

la pantalla de aguas arriba y *desaguar en carga* por las alcantarillas, con lo que su velocidad en ellas y el caudal de desagüe *aumentará proporcionalmente al cuadrado* de dicha altura de embalse (1).

Cuándo convienen los viaductos. — Pero hay otros muchos casos en los que, por el contrario, la construcción de un viaducto ofrece ventajas considerables.

Al ocuparnos en el capítulo II de la ubicación de los puentes, ya expusimos que un gran viaducto, bien emplazado, permite

(1) El Profesor D. Domingo Mendizábal, autor de este proyecto, ha publicado muy interesantes detalles de esta obra en la *Revista de O. P.* de 1.º de mayo 1925.



reducciones de longitud de vía, análogamente a las obtenidas con la construcción de túneles, con gran ventaja del trazado horizontal.

Asimismo, en el capítulo IV, al estudiar las rasantes de los puentes, demostramos que algunos viaductos, a primera vista costosos, evitan largos desarrollos de trazados, que exigirían la bajada y subida de puentes bajos, con el consiguiente aumento de los gastos de conservación y, *sobre todo, de tracción*.

Para apreciar, pues, la conveniencia de un viaducto, no sólo deben compararse los gastos de construcción de la obra y sus accesos, sino que debe entrar en cuenta *la capitalización* de los citados gastos de conservación y aun los más importantes, de tracción, por los aumentos de recorrido.

Hay, por último, los casos en que, por no existir tierras suficientes en las trincheras inmediatas, y producir éstas rocas abundantes, conviene construir viaductos.

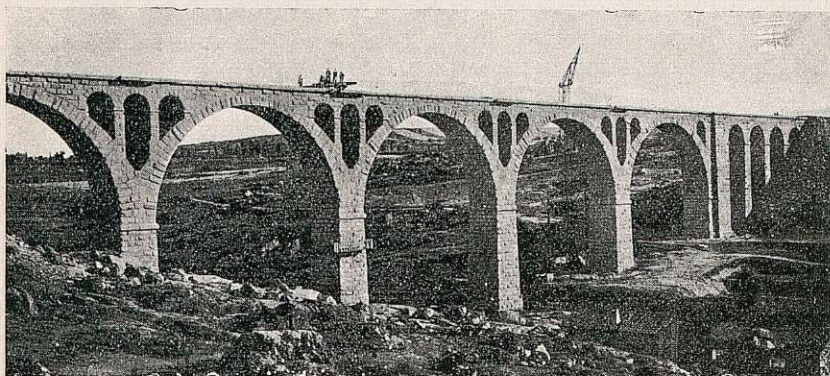


Fig. 62. Puente-viaducto de Avila

Se proyectan, generalmente, de fábrica: sillarejo, y mampostería, como el nuevo viaducto de Avila para la línea de Salamanca (fig. 62), y, en muchos casos, de hormigón en masa, con bóvedas de medio punto iguales, de 10 a 25 metros de luz, y pilas que han alcanzado a veces alturas de 65 metros, como las del viaducto de Crueize, que citamos en nuestro tomo I, página 130.

Para fijar las luces, se procede por tanteos, como se indica en el ejemplo de las figuras 63 y 64, para un viaducto de 33 me-

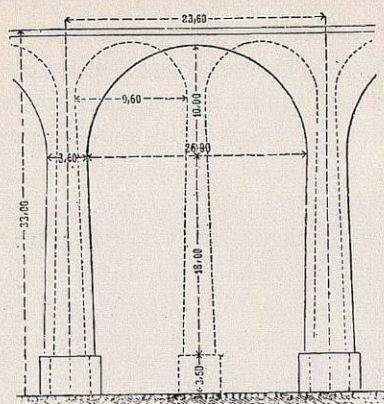


Fig. 63

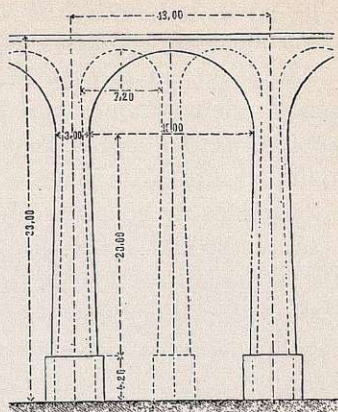


Fig. 64

tros de altura, y después se comparan con las soluciones de hormigón armado, o metálicas, si éstas fueran admisibles (1).

Elección de tipos de acueductos o sifones. — El problema de las obras de fábrica necesarias para los canales entraña un factor más de indecisión.

Efectivamente, para atravesar un valle con un canal, puede realizarse (fig. 65):

- A Con un acueducto, ya sea con bóvedas, como en el croquis, o con tramos rectos.
- B Con un sifón, enterrado en toda la anchura del valle, para suprimir las dilataciones o contracciones del tubo. Así lo hicimos en 1906, en el sifón de Alhelda. (Véase capítulo XXIII.)
- C Pero si la carga o presión máxima P que tendría el sifón, resultara excesiva, o si en el talweg del valle corriese un río que exigiera un puente, podría convenir la disposición mixta de *punto-sifón*, con lo que la carga del tubo quedaría reducida a P' . Así lo hicimos en 1905, en el sifón del Sosa. (Véase capítulo XXIII.)

(1) Los modelos oficiales de puentes para ferrocarriles, que antes hemos citado, facilitarán mucho estas comparaciones.



Claro es que con estas dos últimas soluciones de sifón, para no exagerar los diámetros y coste de los tubos, habrá que admitir una pendiente piezométrica superior a la del acueducto, *cuya pérdida de carga deberá capitalizarse*, para tenerla en cuenta en la comparación de presupuestos.

Efectivamente, los acueductos abiertos necesitan, a igualdad de sección, mucha menor pendiente que las tuberías de una conducción forzada. El extremo n' del sifón quedaría, pues, por debajo del extremo n del acueducto.

Para canales destinados a fuerza motriz,

que son los más frecuentes, esta pérdida de carga representará una reducción de kilovatios, que equivalen a una disminución de ingresos.

Es preciso capitalizar esa pérdida para añadir su importe al coste de la solución *sifón*, y asegurarse de que la economía que éste pueda producir sobre la solución *acueducto* no resulte ilusoria en la explotación del canal.

Después de resuelto este problema previo, habrá que tantear las soluciones posibles para cada caso, que son también bastantes, según veremos en la cuarta parte de este tomo.

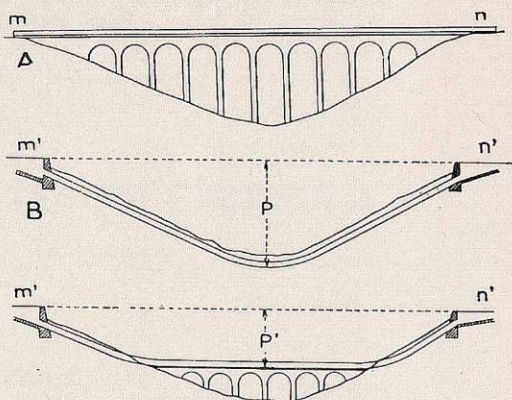


Fig. 65. Soluciones en un canal

SEGUNDA PARTE

PUENTES DE FÁBRICA

CAPÍTULO VII.—Estribos.

CAPÍTULO VIII.—Pilas.

CAPÍTULO IX.—Bóvedas de piedra o ladrillo (hasta
40 m. de luz).

CAPÍTULO X.—Bóvedas de hormigón en masa (hasta
40 m. de luz).

CAPÍTULO XI.—Tímpanos.

CAPÍTULO XII.—Grandes bóvedas.

CAPÍTULO XIII.—Bóvedas gemelas.

CAPÍTULO XIV.—Bóvedas articuladas.



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPÍTULO VII

ESTRIBOS

Definición. — Disposiciones con aletas. — Con muros en vuelta. — Estribos perdidos. — Supresión de estribos. — Estribos en muelles. — Semitajamares. — Espesores. — Aligeramientos. — Materiales y aparejos. — Estribos de hormigón armado. — Muros en vuelta de hormigón armado. — Resumen.

Definición. — Designase con el nombre de *estribos* de un puente, o viaducto, los apoyos extremos de los tramos o arcos principales.

En general son al mismo tiempo los *apoyos extremos* de la obra (figura 66).

Pero también, a ambos lados de los estribos principales,

puede ampliarse la obra con viaductos secundarios compuestos por arcos o tramos de menor luz que el puente o viaducto principal (figura 67).

Así como los arcos o tramos principales se fijan por el desagüe, rasantes, etc., los es-

tribos se proyectan siempre a la medida del terreno.

Veamos las disposiciones más frecuentes.

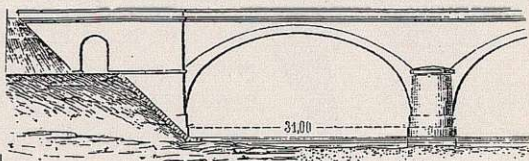


Fig. 66.

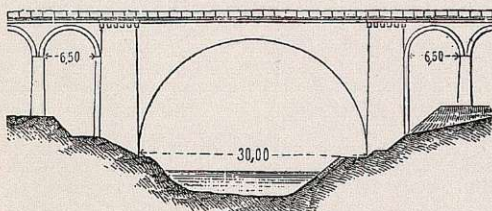


Fig. 67.

Disposiciones con aletas. — Cuando los estribos constituyen los apoyos extremos del puente y necesitan empalmarse con los terraplenes, se pueden adoptar en planta disposiciones con aletas análogas a las de la figura 68, parecidas a las de las pequeñas obras de fábrica (1).

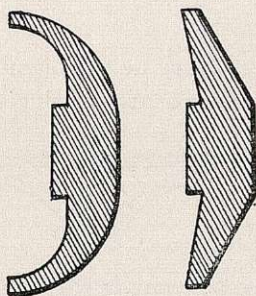
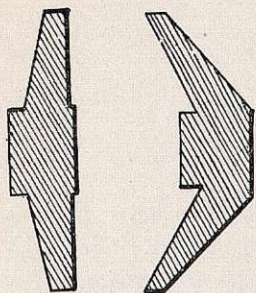


Fig. 68.

La aleta recta es la más económica; la curva, la más cara. No suelen emplearse estas disposiciones con aletas sino en pequeños puentes, hasta unos 15 m. de luz.

Muros en vuelta. — Generalmente se emplean muros en vuelta (fig. 69). Algunos



Fig. 69.

Ingenieros les dan espesores decrecientes, como se ve en la primera disposición, por suponer que los esfuerzos de los conos de terraplén equilibran el de las tierras interiores. Pero esta hipótesis no es siempre exacta, porque los conos exteriores de tierras que no sufren sobrecargas verticales suelen

despegarse del muro y no ejercen empuje sobre él. Así que, en ferrocarriles sobre todo, en que los extremos de estos muros vibran bajo el paso de los trenes, es necesario darles espesores uniformes en toda su longitud.

Para reducir los espesores de estos muros en vuelta, algunas veces se ha reducido el terraplén interior (fig. 70) volteando sobre los muros una bóveda (ojival de preferencia, para reducir los empujes) y asegurando su estabilidad con tirantes de hierro. Mejor

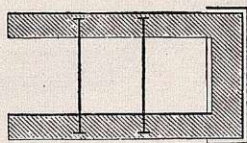
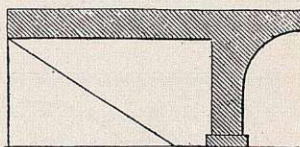


Fig. 70.

(1) Descritas en el tomo I, página 157.



será en estos casos un tablero de hormigón armado, simplemente apoyado sobre los dos muros en vuelta, con lo que, al suprimir los empujes de las bóvedas, se pueden reducir los espesores de los muros y suprimir los tirantes (fig. 71).

Es esta la disposición que preconizamos en nuestros puentes de hormigón armado, como luego veremos.

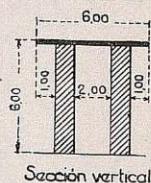


Fig. 71.

Estribos perdidos.— Pero cuando la altura del terraplén es grande, es aún preferible aumentar los arcos del puente o viaducto en la forma de la figura 72. El último apoyo toma entonces el nombre de *estribo perdido*.

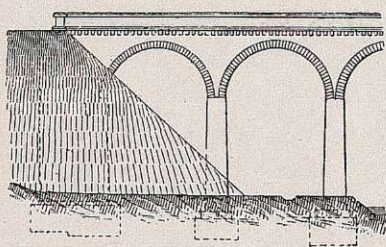


Fig. 72.

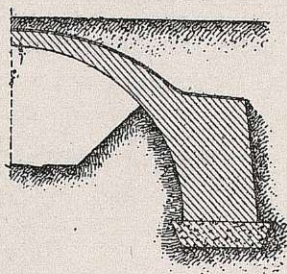


Fig. 73.

Puede igualmente aplicarse con ventaja el estribo perdido en laderas o taludes no muy consistentes (fig. 73). Se prolonga entonces el arco hasta el terreno de cimentación.

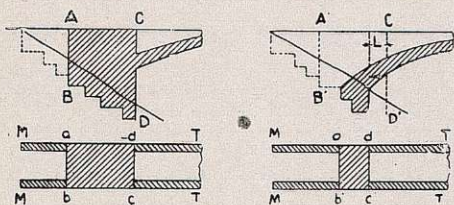


Fig. 74.

La economía puede ser sensible.

Compárense las dos disposiciones representadas en secciones y plantas en el croquis de la figura 74.

Con el estribo perdido, puede quedar este macizo reducido sensiblemente, con un pequeño aumento L en la luz del arco o tramo y en las longitudes de los muros en vuelta y de los de tímpanos.

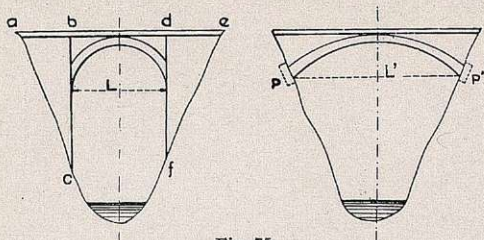


Fig. 75.

En laderas más inclinadas, que, por lo mismo, suelen ser más resistentes, es aún más favorable el empleo de estribos perdidos (fig. 75).

Aquí, con el aumento de luz de L a L' , se pueden ahorrar los enormes macizos de estribos abc y def .

Supresión de estribos.— Puede irse más lejos en este criterio económico, *suprimiendo totalmente el estribo*.

En nuestros Modelos oficiales de puentes en arco de hormigón armado, de que nos ocupamos en el capítulo XVII, son los muros en vuelta *los que actúan como estribos y los que exclusivamente soportan los empujes de los arcos* (fig. 76).

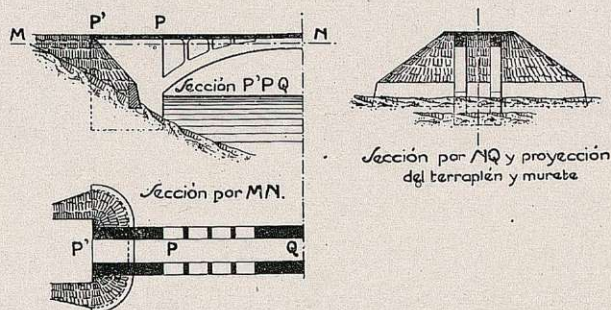


Fig. 76.

Claro es que para ello se precisa sustituir la bóveda continua en todo el ancho del puente por *dos arcos gemelos*, y separados, cada uno de los cuales se apoya y empuja exclusivamente sobre cada uno de los muros en vuelta (1).

La longitud mínima de estos muros es la necesaria para que su peso equilibre al empuje del arco.

Sobre dichos muros se puede prolongar el forjado de hormigón armado del tablero del puente, y de esta manera el talud del terraplén queda contenido en el punto de la margen que se quiera.

(1) Dedicaremos un capítulo especial, el XIII, a estos *arcos gemelos*.



Se defenderá la base del terraplén con encachados o con muretes de pie hasta por encima del nivel de crecidas, para evitar su degradación por el chapoteo del agua.

Pero podrá también disponerse una o dos pantallas de hormigón en masa o armado (fig. 77).

Con la pantalla *P* se impide la entrada y el chapoteo del agua entre los dos muros; con la *P'* se suprime el terraplén interior.

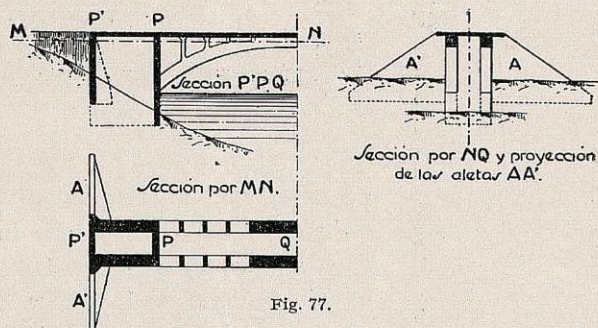


Fig. 77.

Según los casos, convendrán o no una u otra pantalla, o las dos, o no hará falta ninguna.

Si la inclinación de la margen exige contener el terraplén en el extremo del estribo, podrá éste prolongarse con muros en vuelta, o disponer aletas *AA'*, como en el croquis, siempre, como hemos dicho, *a la medida del terreno*.

Estribos en muelles. — En las poblaciones, los ríos suelen estar encauzados por muros-muelles a cuyo largo van calles.

Los estribos tienen que adaptarse a ellos.

Si toda la anchura del cauce entre los dos muelles es necesaria para el desagüe, no deben sobresalir los estribos del paramento de los muelles (fig. 78).

Cuando por debajo de las calles hay muelles inundables, como ocurre en muchos puentes en París, por ejemplo, se dispone el estribo del puente junto a la margen y se establece uno o varios arcos para el desagüe de crecidas sobre el muelle inundable (fig. 79).

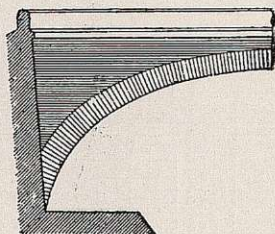


Fig. 78.

Puede ocurrir también, como en el puente de San Telmo sobre el Guadalquivir, en Sevilla, que la rasante del puente tenga que



Fig. 80. Estribo y tramos de acceso del puente de San Telmo, en Sevilla.

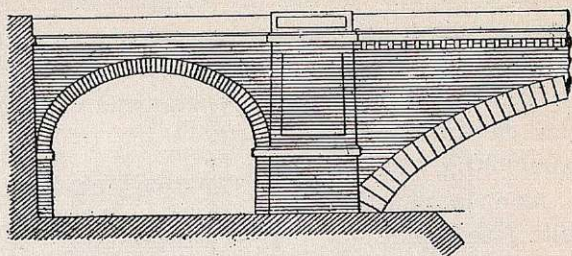
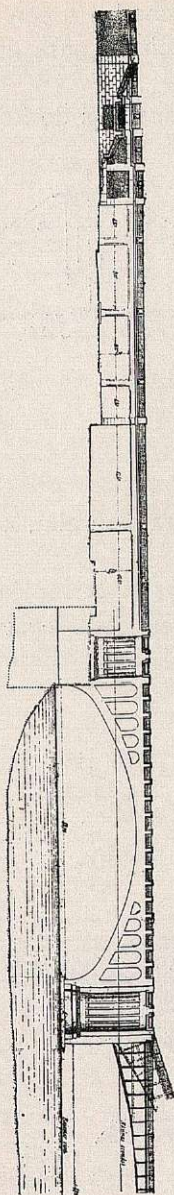


Fig. 79.

pasar encima de la calle, y que haya por debajo de aquélla un muelle inundable; en este caso se disponen los estribos y tramos de avenidas como en la figura 80.

Por último, si no ofrece inconvenientes para el desagüe que los estribos avancen algún tanto sobre los muelles, con objeto de mejorar las entradas del puente y destacarlo al mismo tiempo, para su mejor aspecto, de los paramentos de los muelles, generalmente contruídos con fábricas baratas, pueden disponerse los estribos en planta, como lo hemos hecho en los dos puentes sobre el Urumea, en San Sebastián.

En el de María Cristina, en que la fuerza de la corriente es apenas sensible, los paramentos de los estribos son cóncavos (figuras 81 y 83),



Fig. 81.



Fig. 82.

para favorecer así la curva de las aceras de entrada.

En el del Kursaal, situado aguas abajo y en la misma barra de la ría, los golpes de mar son violentos; nos pareció preferible



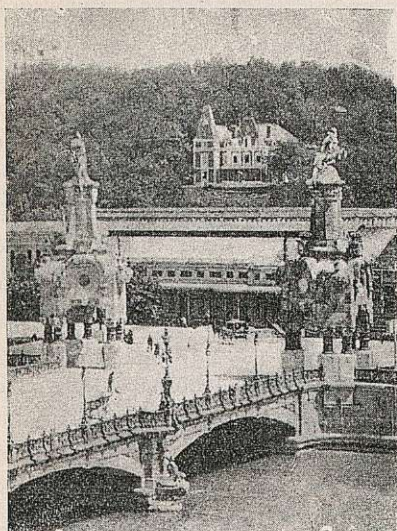


Fig. 83. Puente de María Cristina.

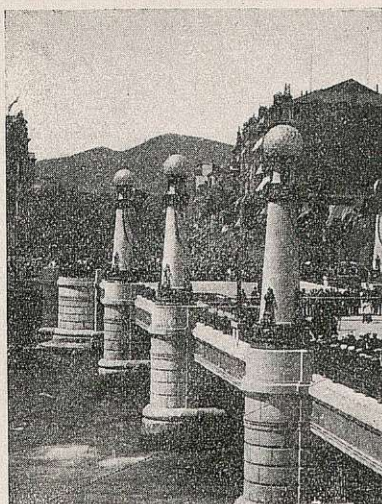


Fig. 84. Puente del Kursaal.

establecer los estribos salientes en forma convexa (figuras 82 y 84). Debemos reconocer, sin embargo, que en este puente la disposición de los estribos obedeció principalmente a consideraciones de orden estético, pues siendo el puente de tramos rectos, sobre pilas con tajamares de medio círculo, nos pareció mejor dar a los estribos la forma de medias pilas, aunque de mayores dimensiones.

Semitajamares. — Por análogas razones de simetría, es muy frecuente disponer los paramentos de

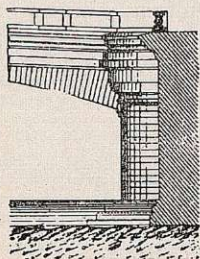


Fig. 85.

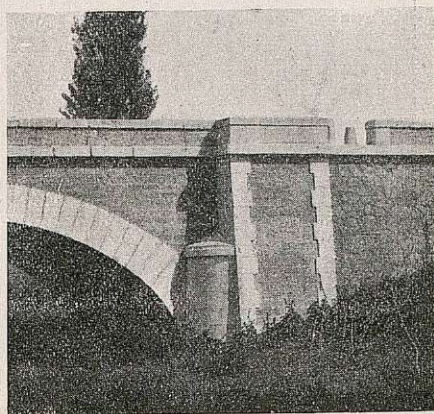


Fig. 86.

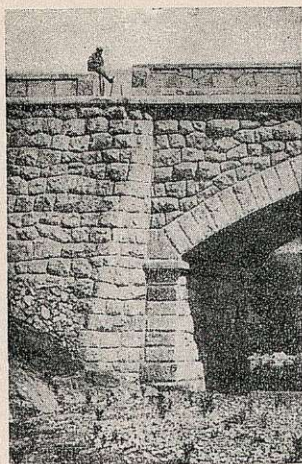


Fig. 88.

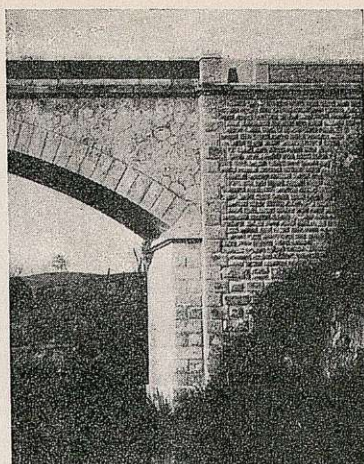


Fig. 89.

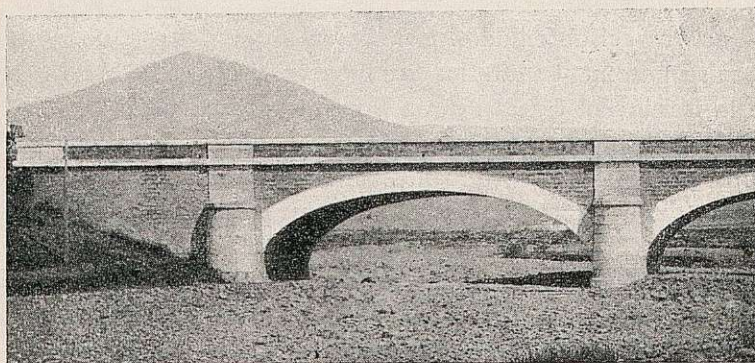


Fig. 90.

También necesitan resistir al empuje del terraplén.

No se tiene en cuenta éste para contrarrestar el empuje de las bóvedas, ya que puede ocurrir que una crecida arrastre el terraplén. Pero sí hay que tener en cuenta el empuje del terraplén para fijar la dimensión mínima del estribo.

En los puentes corrientes, hasta 40 m. de luz, que estamos estudiando, se pueden adoptar los espesores obtenidos por las fórmulas empíricas de Leveillé, que son las más conocidas (figura 91) (1):

(1) Sejourné: *Grandes voûtes*, tomo V, página 44.



$$\text{Arco escarzano: } E = (0,33 + 0,212(2a)) \sqrt{\frac{h \times (2a)}{H(b + e_o)}}$$

$$\text{Arco de medio punto: } E = (0,60 + 0,162(2a)) \sqrt{\frac{[h + 0,25(2a)] \times 0,865(2a)}{H(0,25(2a) + e_o)}}$$

$$\text{Arco elíptico: } E = (0,43 + 0,154(2a)) \sqrt{\frac{(h + 0,54b) \times 0,84(2a)}{H(0,465b + e_o)}}$$

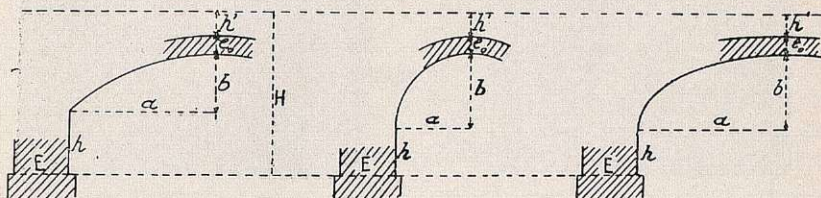


Fig. 91.

Una vez así obtenido el espesor en el pie del estribo, se puede trazar su paramento interior también verticalmente o con el talud que la forma del trasdós de la bóveda parezca pedir.

Pero en puentes que excedan de 30 metros de luz conviene comprobar, gráficamente al menos, la estabilidad del estribo bajo los empujes y cargas máximas que tenga que soportar.

Aligeramientos. — Cuando las rasantes son altas o las luces o rebajamientos de los arcos considerables, resultan espesores enormes, que encarecen mucho los estribos.

Procuran los Ingenieros disminuir su coste aligerando esos macizos.

Se comenzó con pozos, como se representa en planta en la figura 92, rellenándolos con aluviones permeables, que empujan poco.

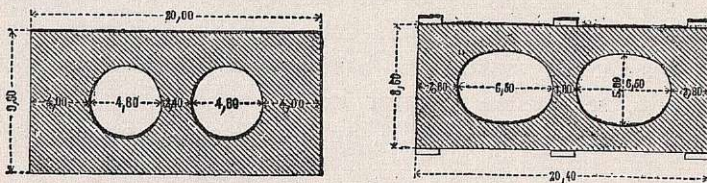


Fig. 92.

No deben estos aligeramientos interrumpir la transmisión de los empujes de la bóveda a través del macizo de estribo.

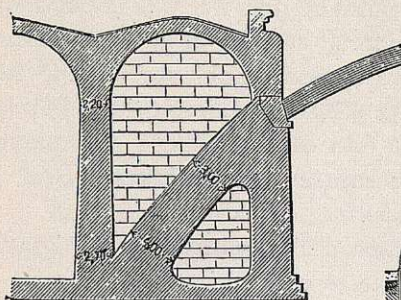


Fig. 93.

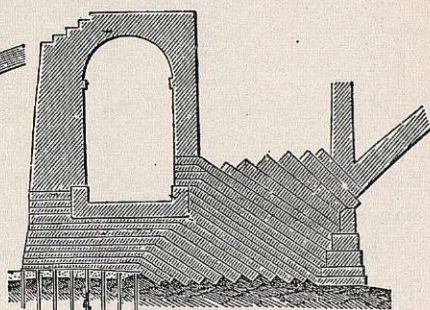


Fig. 94.

Para ello se procede como en la figura 93, y mejor aún en las figuras 94 y 95, en los que las fábricas del estribo bajo la bóveda se disponen por hiladas normales al empuje para repartir éste sobre una gran superficie de cimiento.

En los puentes ingleses, contruídos generalmente de ladrillo, se exageran a veces estos aligeramientos (fig. 96), pues la estabilidad de estos macizos, de 25 metros de altura, sometidos a la trepidación que produzca una locomotora pesada a gran velocidad,

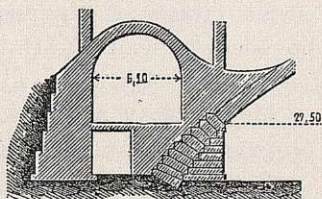


Fig. 95.

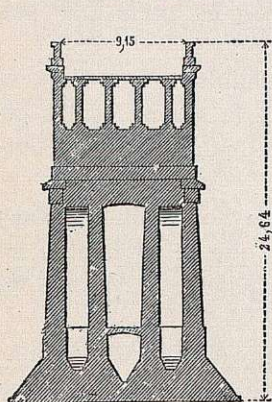
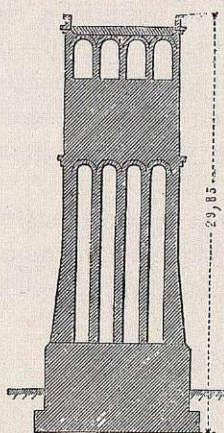


Fig. 96.



está a la merced de un defecto del ladrillo o de la mano de obra.

En los estribos de los puentes corrientes preferimos en España macizarlos enteramente con la fábrica más barata.

Tenemos así en cuenta, que todo lo que sea aumentar el

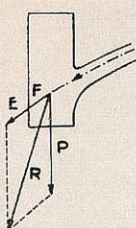


Fig. 97.

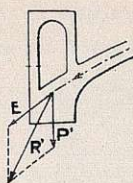


Fig. 98.

peso P del estribo, que ha de componerse con el empuje E , contribuye a verticalizar la resultante R (fig. 97) y a impedir que salga del tercio central de la base. Cuando se aligera el estribo, al reducirse su peso a P' (fig. 98), se disminuye la resultante R' ; pero ésta es más oblicua al cimiento, y puede salirse de su núcleo central, lo que obliga a aumentar el cimiento.

Preferimos aumentar el volumen de la mampostería ordinaria, que es barata, al del cimiento, que es caro.

Sólo en contados casos, en que las dimensiones de los estribos resultan excepcionales, puede convenir aligerarlos, y aun así deben rellenarse los huecos de piedra o arena para no reducir P .

Ya citaremos algunos ejemplos al ocuparnos de las grandes bóvedas (capítulo XII).

Materiales y aparejos. — Se emplean todos los materiales, de preferencia los más económicos.

En el interior de los macizos deberán inclinarse las hiladas, aun de la mampostería más basta, en la dirección normal a los empujes.

En los paramentos se establecen las juntas horizontales.

Un estribo que arranca del suelo, que resiste por su masa, no debe llevar labra fina ni materiales escogidos; es preferible, por el contrario, paramentos averrugados (fig. 88).

En los puentes situados en lugares deshabitados no hay el menor inconveniente en suprimir totalmente la sillería, y las pilastras, semitajamares y demás aditamentos puramente decorativos.

Ahora se construyen muchos estribos con hormigón ciclópeo; tampoco estará demás que los mampuestos que se intercalan en el hormigón tengan sus mayores lechos normales a las curvas de la bóveda.

Para evitar los moldes exteriores y mejorar el aspecto, es también frecuente reservar el sillarejo y mamposterías concertadas o careadas para el paramento y rellenar todo el interior con hormigón ciclópeo.



Estribos de hormigón armado. — Los constructores de hormigón armado tienden a aplicar ese material a todos los elementos del puente; así se han construido numerosos estribos de hormigón armado.

Sus disposiciones están influidas por las de los arcos, y varían mucho.

Las detallaremos en la tercera parte de este libro (capítulo XXI).

El autor opina que, salvo casos excepcionales, es más económico un estribo de mampostería u hormigón ciclópeo, que el de hormigón armado.

Las paredes y tabiques verticales o inclinados de hormigón armado exigen moldes y armaduras complicados por ambos paramentos, que hay que mantener rígidos durante el apisonado. Se puede ahorrar, es verdad, mucho volumen de material, hasta las tres cuartas partes, si se quiere; pero como el precio por metro cúbico del hormigón armado, en paredes y tabiques, será próximamente cuatro veces más caro que la mampostería u hormigón ciclópeo, nada se ahorra complicando el problema y la construcción.

Por estas razones, en España no suelen construirse estribos de hormigón armado.

Muros en vuelta de hormigón armado. — Los muros en vuelta exigen a veces grandes volúmenes de fábrica y cimiento, en la parte recubierta por los conos de tierra (fig. 99), con sus correspondientes cimientos CD . Aunque estos muros son obras accesorias al puente, y sus cimientos pudieran ser menos profundos que los del estribo adyacente, cuando el terreno es muy flojo entre E y D , resulta casi necesario profundizar el muro hasta CD .

Para evitarlo, M. Sejourné ha sustituido,

con éxito, estos muros por unas ménsulas triangulares de hormigón armado $A'B'E'$ (fig. 100), cuyo lado inferior sólo penetra unos 0,50 m. en el cono del terraplén $A'E'$, y cuyas armaduras quedan

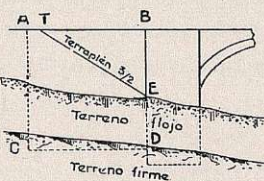


Fig. 99.

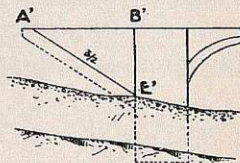


Fig. 100.



fuertemente empotradas por $B'E'$ en el macizo del estribo (1).

Una disposición de esta índole es la que vamos a emplear en el puente de Santi Petri, para la Base naval de Cádiz (fig. 101).

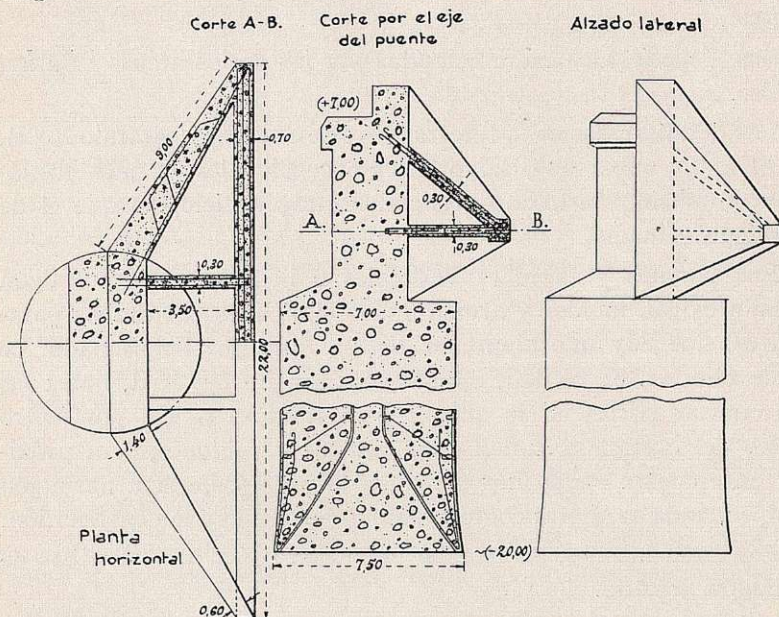


Fig. 101. Aletas de los esribos del puente de Santi Petri (Cádiz).

Los estribos y pilas de un puente metálico se cimientan por aire comprimido con cajones circulares de hormigón armado que a través de una capa de fango de más de 10 m. de espesor van a bucar el firme.

El terraplén de acceso se contendrá con unas aletas de hormigón en masa, *sin cemento propio*; estarán colgadas de los estribos por tirantes y riostras de hormigón armado embebidos en su masa.

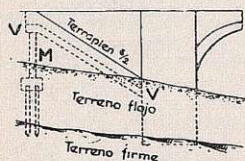


Fig. 102.

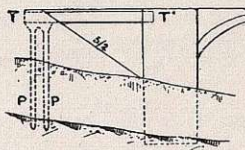


Fig. 103.

Con análogo objeto, se ha empleado otra disposición (fig. 102). Para evitar el empostramiento de la consola, se apoya la pared

(1) Puente de la Lavina (línea de Niza a Coni). — Más detalles en Gay: *Ponts en maçonnerie*, página 239.



triangular del muro sobre una viga VV' de hormigón armado. Esta, a su vez, descansa, por un extremo, sobre un pilar o muleta, M , de hormigón armado, y, por el otro, V' , en el estribo. La muleta M se puede cimentar sobre pilotes alcanzando el terreno firme (1).

Pero muchos problemas constructivos se resuelven *suprimiendo* el problema.

El autor, que quizá abusa de este aforismo, preferiría suprimir esta complicación sustituyendo el muro en vuelta, o las ménsulas armadas, con un sencillo tramo recto TT' de hormigón armado (figura 103) apoyado en el estribo, por un lado, y, por el otro, a estribo perdido sobre pilotes PP de hormigón armado.

La solución nos parece más sencilla y será probablemente más económica en puentes estrechos de una sola vía. En puentes anchos habría que compararlas.

Resumen. — Como resumen de todo este capítulo se observa la gran variedad de las disposiciones de estribos y la conveniencia de estudiarlos *a la medida del terreno*.

Son obras costosas, cuyo presupuesto puede influir sensiblemente en el del puente, si no se utilizan los recursos de la experiencia ajena y propia.

Pero desde luego puede deducirse de cuanto antecede la conveniencia de suprimir en los estribos muchos elementos que tradicionalmente venían empleándose en la mayor parte de los puentes, aun en aquellos que por su alejamiento de poblaciones no exigían decoración alguna.

Los semitajamares curvos con sombreretes perfilados, las pilas-tras salientes con ángulos y pretilos de sillería, por ejemplo, sólo deben aplicarse cuando el puente lo requiera; los aligeramientos de los macizos, cuando realmente resulten beneficiosos.

Por último, la decoración, según veremos en el último capítulo de este libro, también tiende a simplificarse.

El Ingeniero no debe copiar los estribos que se han hecho, sino proyectarlos con arreglo a las necesidades de cada obra, suprimiendo lo que sea inútil.

(1) Puente de Abrest (línea de Riom a Vichy). — Gay: *Ponts en maçonnerie*, página 240, y viaducto de la Lieure (línea de Charleval a Serqueuse). — Sejourné: *Grandes voûtes*, tomo V, página 46.



CAPITULO VIII

PILAS

Espesores en los arranques. — Pilas-estribos. — Taludes en puentes. — Taludes en viaductos. — Zócalos. — Tajamares en los puentes. — Sombreretes. — Contrafuertes en pilas de viaductos. — Bóvedas de arriostramiento en viaductos. — Materiales y aparejo. — Aligeramientos. — Pilas de hormigón en masa.

Espesores en los arranques. — Antiguamente los espesores de las pilas eran enormes; como no había confianza en los cimientos ni en los morteros, se compensaban estas deficiencias aumentando los gruesos de apoyos.

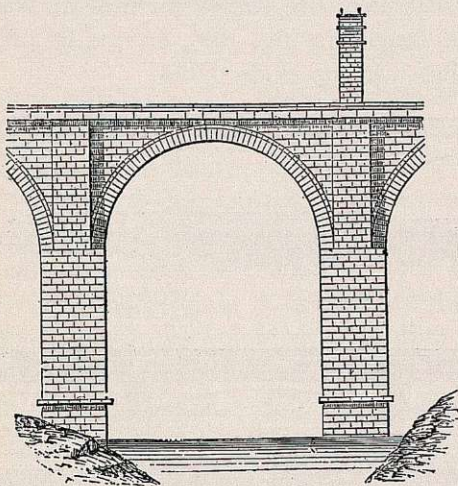


Fig. 104. Puente de Alcántara (Cáceres).

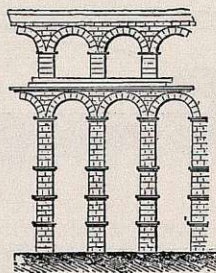


Fig. 105. Acueducto de Segovia.



Pero ya los Romanos afinaron algún tanto estas dimensiones, según se aprecia en el puente de Alcántara (fig. 104), y acueducto de Segovia (fig. 105), y puente de Salamanca (fig. 106), en cuyas obras los espesores de las pilas son próximamente el 0,30 de las luces.



Fig. 106. Puente de Salamanca.

En la Edad Media se retrocedió en esto, como en todo, y volvieron a ensancharse las pilas. Aun en los siglos XVII y XVIII los espesores alcanzaron a veces hasta 0,55 de la

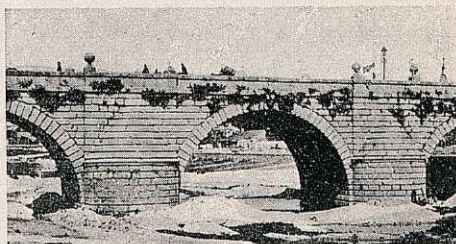


Fig. 107. Puente de Segovia, en Madrid.

luz, como en el puente llamado de Segovia, en Madrid, en que para luces de 10 m. tiene pilas de 5,5 m. de grueso (fig. 107).

Perronet las aligeró sensiblemente en sus puentes de Neuilly y, sobre todo, en el de La Concordia (fig. 109), en que la proporción del espesor de las pilas a la luz es de 0,093.

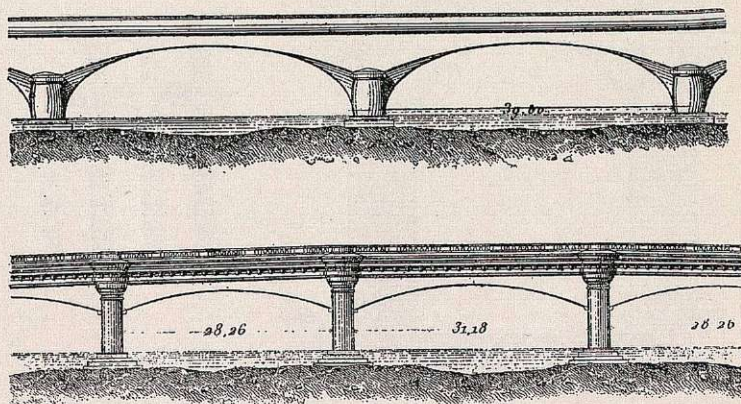


Fig. 108. Puentes de Neuilly y La Concordia.

Para un *anteproyecto* de puente de fábrica puede, efectivamente, fijarse el espesor en los arranques de las pilas en $0,10L$.

Sejourné recomienda en los puentes y viaductos de ferrocarril incrementar este espesor con la fórmula:

$$E = 0,10L + 0,04A$$

Siendo A la altura de la plataforma sobre el zócalo de la pila.

Estos espesores resultan suficientes para pilas con morteros de cal hidráulica; lo serán aún más con morteros de portland.

En los *proyectos* habrá que comprobar la estabilidad de la pila en todos, y su altura y la presión por centímetro cuadrado sobre el cimiento (1).

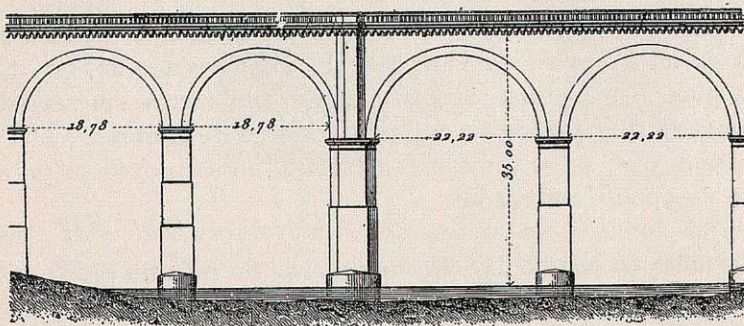


Fig. 109.

Pilas-estribos. — La estabilidad de las pilas exige que los empujes de los dos semiarcos adyacentes se equilibren en gran parte, para que esa resultante pase dentro de la pila.

Claro es que las sobrecargas móviles alteran algún tanto este equilibrio, y tanto más cuanto que el peso propio de las bóvedas sea proporcionalmente menor; de todo ello hay que tener cuenta en la comprobación de la estabilidad de la pila.

Pero cuando se quiera que las pilas conserven su estabilidad, aunque por derrumbamiento de una de ellas o de un arco inmediato se rompa aquel equilibrio, hay que dar a estas pilas mayores espesores. Como trabajan entonces como verdaderos estribos, se las designa con el nombre de *pilas-estribos*.

(1) En el tomo IV detallaremos este cálculo.

En el siglo pasado, en muchos puentes, y sobre todo en viaductos de fábrica de más de cinco tramos, se intercalaban pilas-estribos cada cuatro o cinco tramos (fig. 109), para localizar así el derrumbamiento de la obra a los tramos comprendidos entre dos pilas-estribos y poder construir una serie de bóvedas sin multiplicar el número de cimbras.

Pero el aumento de coste es considerable y no está en relación con las ventajas que proporciona; además, durante las últimas guerras se ha observado en algunos puentes con pilas ordinarias, de los que se destruyeron voluntariamente uno de los arcos, que permanecieron en pie los restantes, gracias a la resistencia de los morteros hidráulicos, que consienten esfuerzos de tensión no previstos en el cálculo.

Por último, por lo que se refiere a las facilidades de construcción de las bóvedas, ya veremos, al ocuparnos de ello, que también pueden ejecutarse largos puentes o viaductos sin necesidad de pilas-estribos, ni de un número excesivo de cimbras.

Así es que, salvo casos excepcionales, no se proyectan ya esta clase de apoyos reforzados.

Taludes en puentes. — En las pilas de los puentes propiamente dichos, que en general son de poca altura, no es indispensable darles talud.

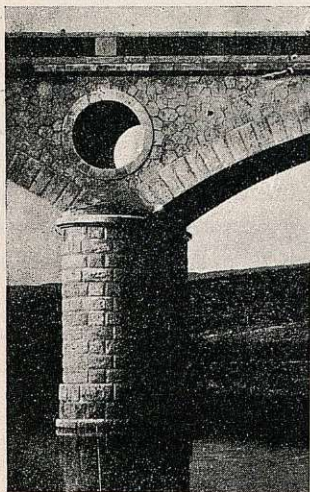


Fig. 110.

Ni los Romanos, ni los constructores de la Edad Media ataluzaron sus pilas (figuras 104 y 105). Tampoco lo hizo Perronnet en su puente de La Concordia (fig. 108).

Con paramentos verticales hemos construido casi todas nuestras pilas, cuando las alturas no exceden de unos 8 m. No hacen mal a la vista, a nuestro juicio (fig. 110).

Con ello se facilita su construcción, sobre todo si hay tajamares.

Peró cuando la altura de las pilas excede de unos 8 m., es casi siempre necesario ataluzar las pilas para man-



tener la curva de presiones dentro del tercio central en su base, cuando la resultante de los empujes de dos arcos resulta oblicua por estar un arco cargado y otro sin sobrecarga.

Se da entonces a las pilas el talud que su estabilidad exige. En puentes monumentales, aun con pequeñas alturas, es casi general darles talud de $1/30$ para arcos rebajados (figuras 111 y 112), de $1/20$ para arcos elípticos.

Sejourné, en su puente des Ammidonniers, adoptó taludes cur-

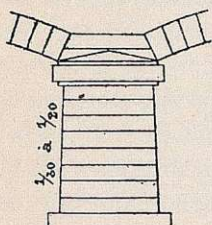


Fig. 111.

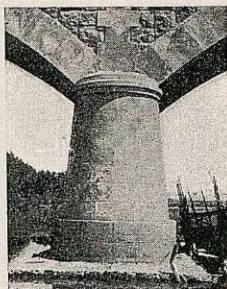


Fig. 112.

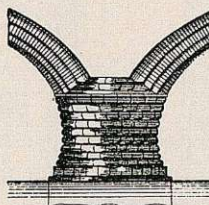


Fig. 113.

vos (fig. 113), resolviendo con elegancia la continuidad de las bóvedas elípticas. Pero son costosos estos taludes curvos y deben reservarse para puentes monumentales.

Taludes en viaductos (1). — Ya vimos que los Romanos no dieron talud a las pilas de sus grandes acueductos; en algunos de ellos, como en el de Segovia, se aumentaban los gruesos de los diferentes pisos de pilas (figura 105).

En los viaductos modernos, cuyas pilas tienen espesores reducidos en los arranques y alturas que alcanzan, como el de la Cruceize, 63,30 m. (fig. 114), hasta la plataforma, es indispensable ataluzar las pilas en los dos sentidos, longitudinal y transversal.

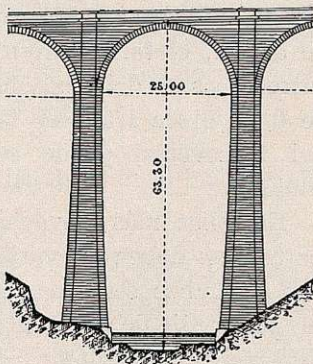


Fig. 114. Viaducto de la Cruceize.

El talud longitudinal, o sea en los paramentos interiores, sirve

(1) Aunque en el capítulo XXII, dedicado especialmente a los grandes viaductos, nos ocuparemos también de sus pilas, adelantamos aquí algunas de sus disposiciones generales.

para impedir que las curvas de presiones salgan del núcleo central, cuando un arco está cargado y otro descargado; al mismo tiempo se obtienen economías en las fábricas de las pilas, que en el citado viaducto de la Cruize alcanzaron el 9 por 100 de su volumen.

Los taludes transversales, o sean en el plano normal al eje de la vía, sirven para contrarrestar los empujes del viento y la fuerza

centrífuga de los trenes en los viaductos en curva.

Ambos taludes combinados van aumentando la sección horizontal de las pilas, uniformando en lo posible las presiones en toda su altura; de no existir taludes, las hiladas inferiores trabajarían mucho más que las superiores.

En los primeros viaductos del siglo XIX se obtenían

este aumento de espesores por retallos sucesivos (fig. 115).

Hoy se prefiere dar taludes a los paramentos.

En viaductos cuyas pilas no exceden de 20 m. de altura, el talud interior entre arcos no debe exceder de 0,02, o sea 1/50; el talud transversal puede ser doble.

En pilas más elevadas, los taludes deben ser variables en ambos sentidos, ya sea por medio de inclinaciones rectas crecientes, ya con paramentos curvos (figura 116), que pueden ser parabólicos o logarítmicos.

Zócalos. — Antiguamente los fustes de las pilas se solían apo-

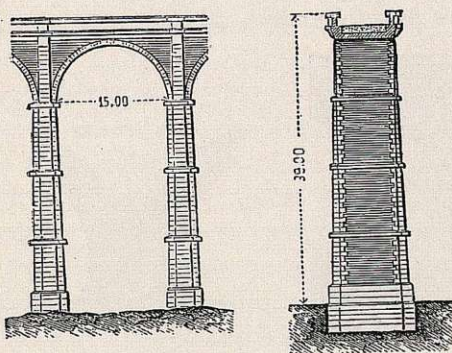


Fig. 115.

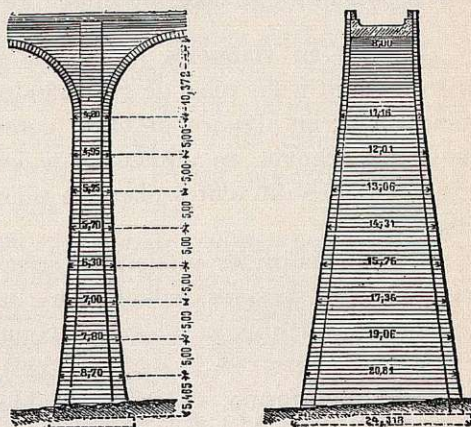


Fig. 116.

yar sobre los cimientos por medio de varias hiladas de sillería escalonadas (fig. 117).

En los puentes actuales de fábrica se reduce el zócalo a una

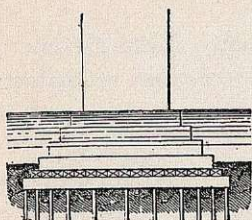


Fig. 117.

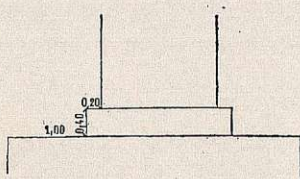


Fig. 118.

sola hilada, generalmente de sillería, de 30 a 40 cm. de altura, que sobresalga sobre el fuste de 5 a 20 cm. (fig. 118).

Debe sentarse el zócalo en el nivel del estiaje, para asegurarse de su perfecta adherencia con el cimiento, por medio de una capa de mortero.

El cimiento tendrá el ancho que pida el terreno y el cálculo, pero siempre deberá ejecutarse con creces suficientes para compensar los errores inevitables de su replanteo; sobre todo tratándose de cimientos por aire comprimido, en que no se puede siempre impedir los corrimientos laterales, la planta del cimiento debe tener creces de 0,20 a 0,50 m., según las profundidades y el terreno

Cuando, como es hoy frecuente, se construyan las pilas de hormigón en masa, puede suprimirse el zócalo de sillería, *pero sólo en el caso* en que no haya temor de que el arrastre por el río de los aluviones pueda degradar la base del fuste.

Tajamares en los puentes. — Ya indicamos en el capítulo III (página 61) la conveniencia de los tajamares en las pilas para facilitar el desagüe.

Antiguamente se hacían triangulares aguas arriba (figura 119); después, circulares en ambos extremos de la planta de

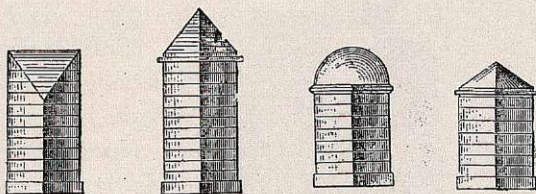


Fig. 119.

la pila. En la mayor parte de los puentes del siglo pasado se adoptó esta última disposición.

Hay tendencia a mejorar la forma de los tajamares, y se adoptan plantas análogas a las de la figura 120.

Las dos primeras cortan mejor la corriente, pero los cuerpos flotantes desportillan pronto su arista; es preferible redondearla.

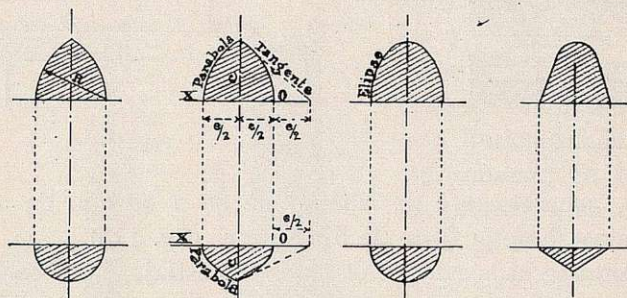


Fig. 120.

Aguas abajo el tajamar es casi innecesario; por lo menos puede reducirse su saliente.

Estas formas especiales de tajamar complican algún tanto el despiece de las pilas y, sobre todo, su coronación y empalme con las bóvedas; así que si los efectos de la contracción en los desagües no son muy de temer, es más práctico adoptar la planta semicircular.



Fig. 121. Puente de Toledo, en Madrid.

Los tajamares se prolongan a veces hasta la plataforma del puente, como en el puente de Toledo, en Madrid (fig. 121), utilizando el ensanche de sus andenes como balcón de los peatones.

Asimismo se ha hecho en el puente de Santa Catalina, en San Sebastián (fig. 122).

Pero es más frecuente, y sobre todo más económico, reducir la al-

tura de los tajamares a la necesaria para su eficacia en el desagüe, es decir, hasta el nivel de las crecidas. ■

Sombreretes.—Así se denomina la coronación de estos últimos tipos de tajamares.

En los puentes antiguos los sombreretes afectaban las formas de la figura 119, con despieces que daban a sus paramentos las formas de la figura 123.

En el siglo pasado el tipo clásico de sombrerete es el de la figura 124. Pero en pilas de 2 a 4 metros de espesor, que son corrientes, hay que despiezar el sombrerete como se aprecia en las figuras 125 y 126;

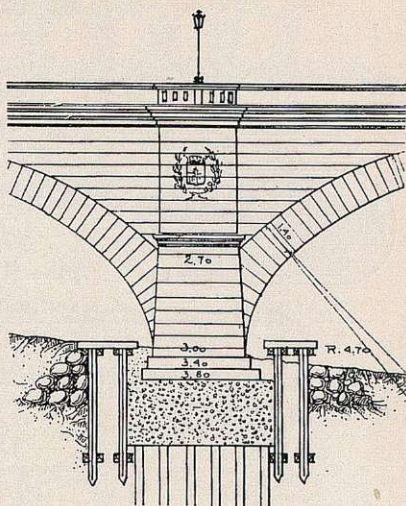


Fig. 122. Puente de Santa Catalina (San Sebastián)

resultan piezas de sillería costosas de adquisición y labra.

Hoy día las formas de los sombreretes son más caprichosas, aunque con tendencia a la sencillez, según veremos más adelante, al ocuparnos de las pilas de hormigón (1).

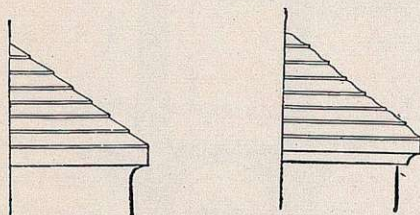


Fig. 123.

En las pilas de puentes-viaductos sólo se ponen tajamares en

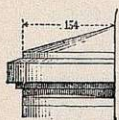


Fig. 124.

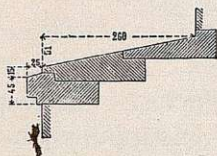


Fig. 125.

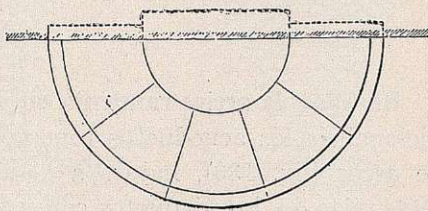


Fig. 126.

(1) También reseñaremos en el último capítulo de este libro las variadas decoraciones de las pilas.

la parte inferior de aquéllas que se encuentren en los ríos (fig. 127). En las demás no hacen falta tajamares.

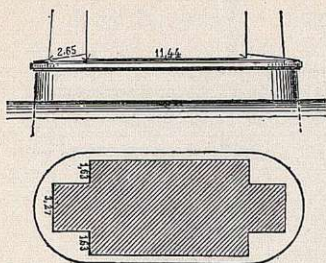


Fig. 127.

Contrafuertes en pilas de viaductos.—Pero en cambio es frecuente adosar a sus paramentos vistos unas pilasstras llamadas *contrafuertes*.

Algunos tienen todo el ancho de la pila (fig. 128). Pero hace más esbelto reducir su ancho como en la figura 129.

En los viaductos situados en sitios despoblados, como ocurre en la mayor parte de los casos, es un aditamento inútil y caro.

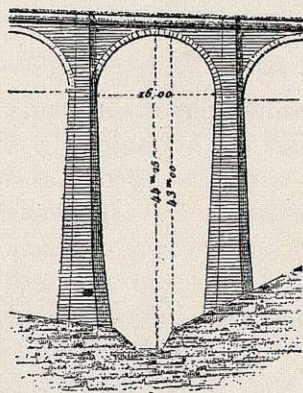


Fig. 128.

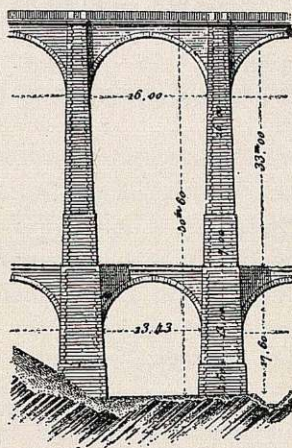


Fig. 129.

Bóvedas de arriostramiento en viaductos.—La disposición tradicional de los acueductos romanos, constituidos por varios pisos de arcos (fig. 130), indujo a algunos Ingenieros a arriostrar las altas pilas de los viaductos con arcos intermedios de menor ancho que las bóvedas de la plataforma (fig. 131).

Pero la experiencia en otros muchos viaductos, sin arcos de arriostramiento, evidencia que son innecesarios.



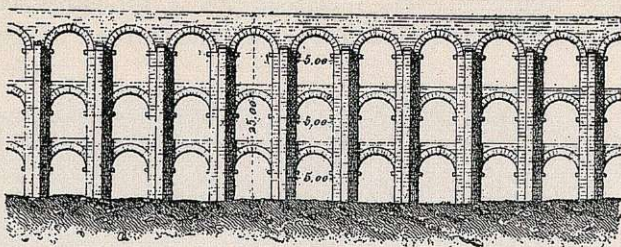


Fig. 130.

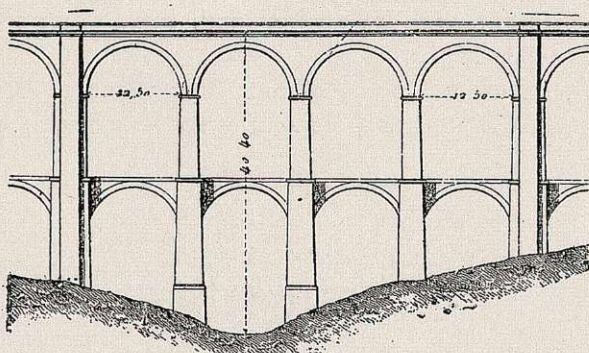


Fig. 131.

Materiales y aparejo. — Cuando las pilas se construyen de sillería, su aparejo tiene que estar en relación con el de las bóvedas adyacentes.

Con arcos escarzanos, el despiezo de los paramentos es fácil (figura 132).

Con arcos elípticos, más complicado (fig. 133).

En los puentes monumentales se para-menta con sillería todo el perímetro de la pila (figura 134).

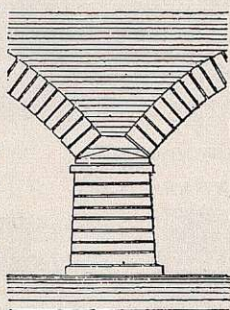


Fig. 132.

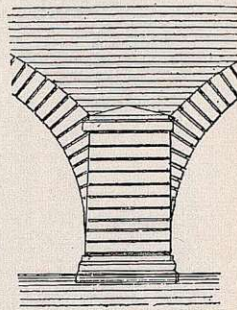


Fig. 133.

Pero en los puentes ordinarios sólo se emplea la sillería en los



tajamares o frentes de las pilas; en los paramentos interiores basta con mampostería careada y los rellenos con mampostería

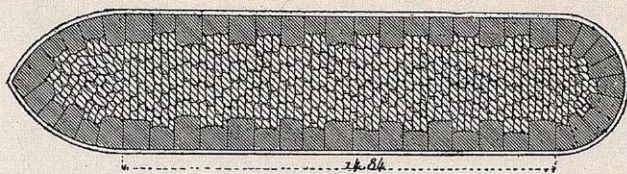


Fig. 134.

ordinaria, todo con mortero de portland, con lo que se consigue el monolitismo de la pila.

También en los viaductos se han cuidado mucho en el siglo pasado los aparejos de pilas, contrafuertes y ménsulas.

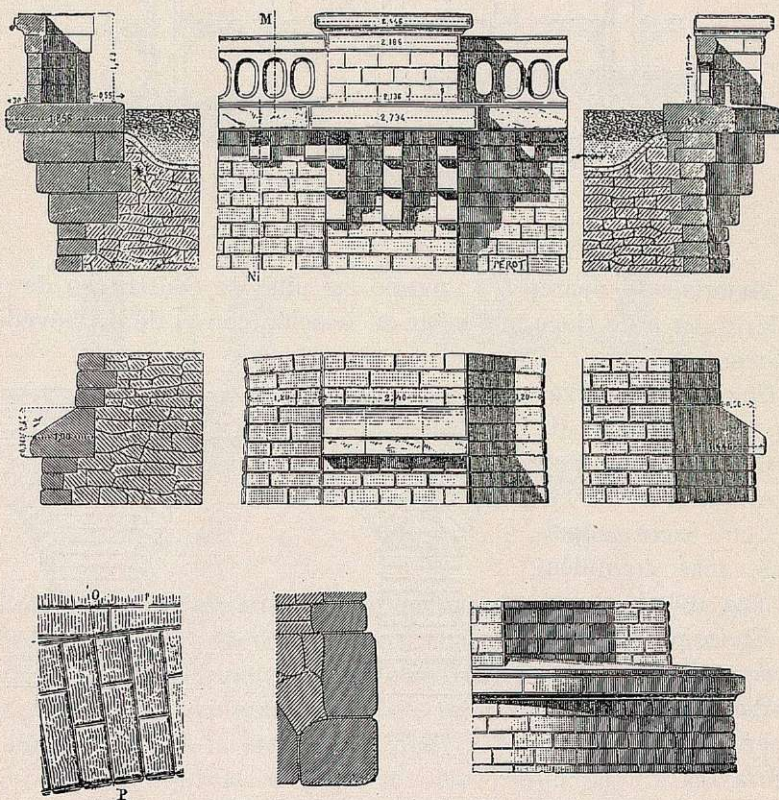


Fig. 135. Viaducto del Aulne.



La figura 135, correspondiente a un viaducto del Aulne, da idea de la perfección y lujo de detalles con que se ejecutaban estas obras.

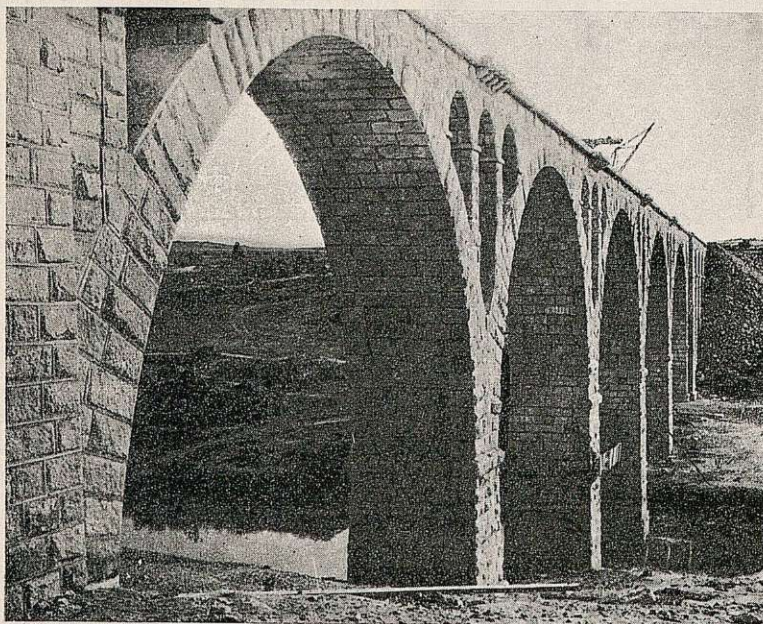


Fig. 136. Puente-Viaducto de Avila.

La tendencia actual es a simplificar las pilas.

Así, por ejemplo, en el puente-viaducto de Avila sobre el río Adaja, para el ferrocarril de Avila a Salamanca (fig. 136), se han suprimido los tajamares, los contrafuertes, los pretiles de sillería y cuantos aditamentos resultaban innecesarios (1).

En estas obras grandes no se perciben los detalles; sólo se ven y

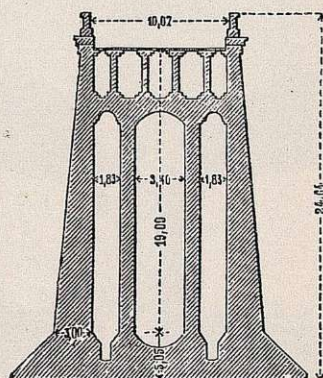


Fig. 137.

(1) Proyecto de los Sres. Agustina y Torres Polanco, descrito en la *Revista de O. P.* de 15 noviembre 1926, cuyas obras fueron dirigidas por el Ingeniero Sr. Lorente.

aprecian las siluetas. ¿A qué encarecer inútilmente la construcción?

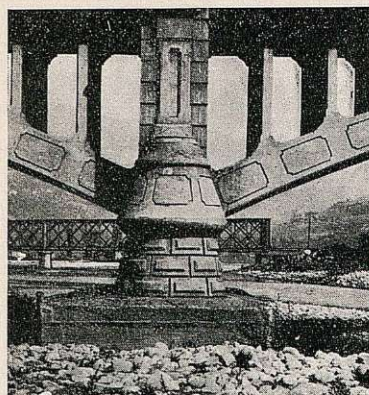


Fig. 138. Puente de Mieres.

Aligeramientos.—Cuando las pilas son altas y gruesas, y de ladrillo, se han aligerado interiormente algunas veces (fig. 137).

Pero se reduce su estabilidad, aunque se rellenen los huecos con arena o gravas.

Pierde además la pila el monolitismo que necesita para aguantar sin deterioro las vibraciones del paso de los trenes.

Creemos, pues, que, salvo casos muy especiales y justificados, no conviene aligerar las pilas.

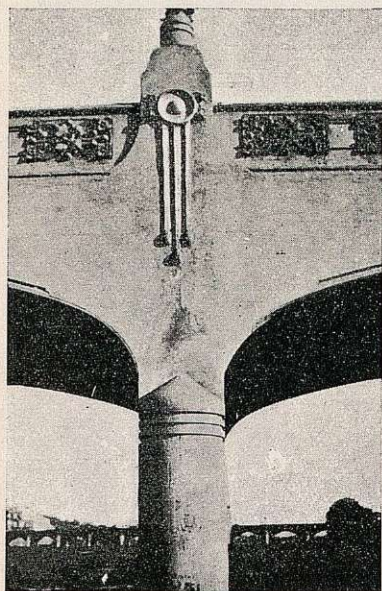


Fig. 139. Pasadera en Valencia.



Fig. 140. Puente de Gradefes (León).

Pilas de hormigón en masa.—Se simplifican hoy los despiezos

suprimiéndolos merced al empleo del hormigón en masa para toda la pila.

Así las hemos construído en multitud de puentes.

Pueden dársele todas las formas y disposiciones:

ya imitando las de las pilas clásicas de piedra, como en el puente de Mieres (fig. 138),

ya amoldando su perfil a lo que pida el tramo o arco (figuras 139, 140 y 141).

En los paramentos el hormigón debe ser fino y rico, de unos 250 a 350 kilos por metro cúbico, según la fuerza de la corriente del río. En el interior puede ser más pobre y ciclópeo.

Cada día se generalizan más las pilas de hormigón, aun en grandes puentes y en ríos caudalosos.

Respecto a las pilas de hormigón armado, son muy contados los casos en que resultan convenientes; las estudiaremos en el capítulo XXI.

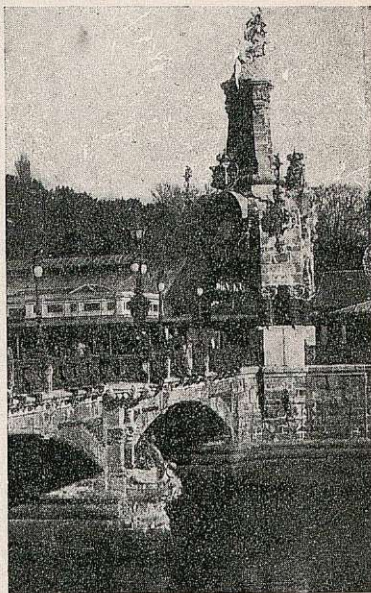


Fig. 141. Puente de María Cristina, en San Sebastián.



CAPITULO IX

BOVEDAS DE PIEDRA O LADRILLO (hasta 40 metros de luz)

§ I. — Disposiciones

Definiciones. — Fibra media de una bóveda. — Clasificación de las curvas de intradós. — Bóvedas de medio punto. — Bóvedas escarzanas. — Bóvedas carpaneles. — Bóvedas elípticas. — Comparación entre bóvedas escarzanas o elípticas. — Bóvedas ojivales. — Otras curvas de intradós. Parábolas. — Catenarias. — Elipses deformadas.

§ II. — Dimensiones

Espesores de las bóvedas. — Espesores en la clave. — Espesores en los riñones. — Trazado del trasdós.

§ III. — Materiales, aparejos y desagües

Materiales que se emplean. — Aparejo de las bóvedas. — Aparejo en boquillas. — Capialzados. — Morteros. — Fábricas mixtas. — Contrarrosas y desagües.

§ I. — DISPOSICIONES

Definiciones. — De acuerdo con M. Sejourné, las bóvedas cuya luz excede de 40 metros de luz y que se han generalizado únicamente desde fines del siglo pasado, las clasificamos como *grandes bóvedas*; merecen un estudio especial, al que dedicaremos el capítulo XII.



En este capítulo nos referiremos principalmente a las bóvedas de luces inferiores a 40 metros.

Los *puentes de fábrica* son aquellos exclusivamente constituidos por piedras aparejadas — sillería, sillarejo, mampostería, ladrillos — o por hormigón en masa, moldeado en obra o en taller.

Sólo deben resistir a esfuerzos de compresión, a cuyo efecto la curva de presiones no debe salir en ningún caso del núcleo central.

Reservamos el nombre de *puentes de hormigón armado* a aquellos en que los elementos resistentes de la obra contienen armaduras de acero para que resistan a las tensiones. Ya no hay, pues, la sujeción de que la curva de presiones pase dentro del núcleo central: los espesores pueden reducirse sensiblemente.

Los puentes de fábrica tienen tres partes:

1.º Los *estribos* y *pilas*, que hemos estudiado en los capítulos anteriores.

2.º Las *bóvedas*, que constituyen su elemento resistente.

3.º Los *tímpanos*, que sirven de intermedio entre la bóveda y la *plataforma* o *tablero* del puente, y sólo tendrán que resistir a los empujes del terraplén de relleno. Los estudiaremos en el capítulo XI.

La bóveda está limitada por dos superficies curvas: la inferior, llamada *intradós*, y la superior, que se designa con el nombre de *trasdós*, y por los dos planos de paramentos, llamados *boquillas*.

El intradós es una superficie cilíndrica, empalmada con los

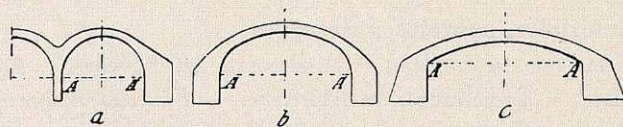


Fig. 142.

paramentos de apoyo, cuando la curva de intradós es completa (figura 142 a y b), o cortándolos, cuando es incompleta (fig. 142 c).

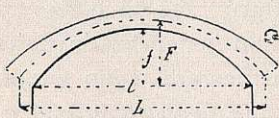


Fig. 143.

Las líneas AA de empalme de intradós y apoyos se llaman *arranques*.

La distancia real entre los dos arranques de una bóveda es su *luz real*, *l* (fig. 143).



El eje vertical de la curva de intradós es la *flecha*, f .

La relación entre la flecha y la luz es el *rebaajamiento* de la bóveda: $r = \frac{f}{l}$.

Hasta hace pocos años, las luces y flechas de una bóveda se medían en su curva de intradós.

Pero también pueden referirse a la curva de su *fibra media*.

Entonces se debe decir que las luces y flechas L y F (fig. 143) son las *luces* y *flechas* teóricas (1).

Fibra media de una bóveda. — Es el lugar geométrico de los centros de sus secciones transversales.

Sería en la figura 144 el lugar de los medios c de las rectas ab que corten al intradós y trasdós con ángulos interiores α iguales entre sí.

Sabemos, por *Resistencia de Materiales*, que la *curva de presiones* de una bóveda es una *curva funicular* de las cargas aplicadas a la bóveda, y que el momento flector en una sección transversal es proporcional a la distancia entre la curva de presiones y la fibra media.

Para reducir los espesores de las bóvedas, convendría, pues, que su fibra media fuera la curva funicular de las cargas, ya que en puentes de fábrica, de considerable peso muerto, las sobrecargas influyen poco con relación a las cargas.

Pero mientras las bóvedas no exceden de 20 metros de luz, no suelen afinarse tanto sus espesores. Se determina la forma de su intradós por consideraciones de aspecto y de desagüe; se fijan sus espesores por fórmulas y reglas empíricas.

Entre 20 y 30 metros de luz, basta con la comprobación estática de su estabilidad, mediante las fórmulas de momentos y a lo sumo algún procedimiento gráfico y aproximado, para asegurarse que la curva de presiones no sale del núcleo central en las dos hipótesis de puente cargado y descargado. Pero ya en las bóvedas de 30 metros de luz en adelante conviene comprobar su resistencia por el método elástico, no porque sea rigurosamente exacto, sino

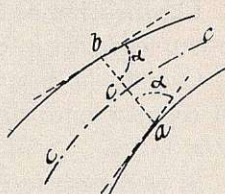


Fig. 144.

(1) Así lo hemos hecho para los Modelos oficiales de puentes en arcos de hormigón armado.

porque, como dijimos ya, es el que hasta ahora se aproxima más a la realidad (1).

Sólo para estas últimas bóvedas convendrá aproximar sus fibras medias a las curvas funiculares de cargas y sobrecargas; se consigue empleando parábolas, catenarias u otras curvas para el intradós o, mejor aún, para la fibra media. Las describiremos más adelante.

Para las bóvedas corrientes de fábrica, que estudiamos ahora, se emplean para su intradós, y casi exclusivamente, las curvas circulares y elípticas.

Clasificación de las curvas de intradós. — La más frecuentemente empleada es la circular.

Cuando la rasante permite el medio círculo completo, o sea un rebajamiento de $1/2$, el intradós se llama de *medio punto* (figura 142 a).

Si es necesario rebajar las bóvedas, se da al intradós la forma de un arco de círculo; las bóvedas se llaman entonces *escarzanas* (figura 142 c), oscilando sus rebajamientos entre $1/3$ y $1/15$, que es el máximo a que se ha llegado.

Pero también se emplean para estos arcos rebajados las curvas *carpaneles* y *elípticas*, que tienen, como los medios puntos, sus tangentes verticales en los arranques y son, como aquéllos, *curvas completas* (fig. 142 b).

Por último, en algunos casos se recurre a la bóveda ojival. Estudiaremos estas formas.

Bóvedas de medio punto. — Es la curva de intradós más sencilla. Su empuje sobre los apoyos se aproxima bastante a la vertical; por tanto, exige menores espesores en estribos y pilas.

Los Romanos la emplearon casi exclusivamente en sus puentes y acueductos (fig. 145), y durante la Edad Media fué también la curva de intradós más aplicada (fig. 146).

Hoy día continúa empleándose el medio punto cuando la altura de rasante de los puentes lo permite y la inclinación de las laderas lo aconseja (fig. 147).

(1) En el tomo IV de este libro daremos ejemplos de estos procedimientos de cálculo.



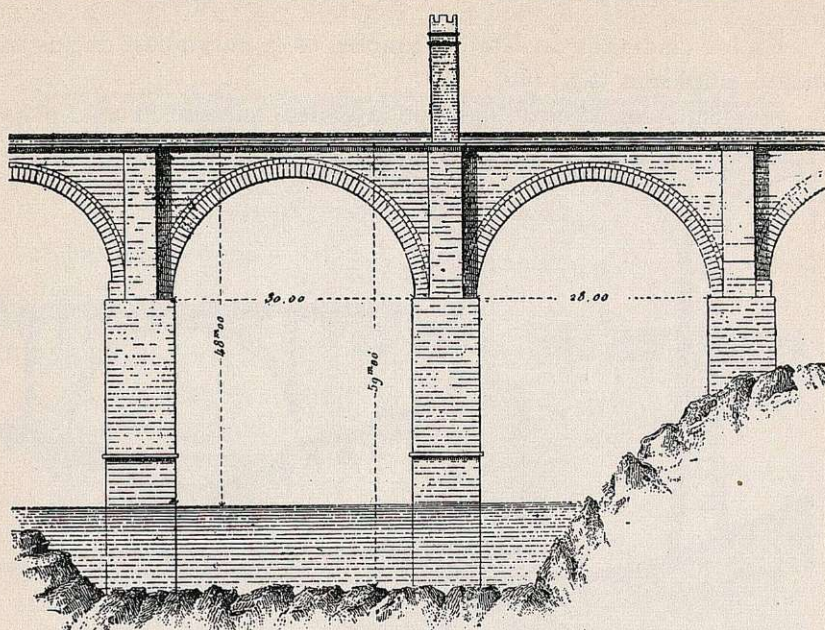


Fig. 145. Puente de Alcántara sobre el Tajo (Cáceres).

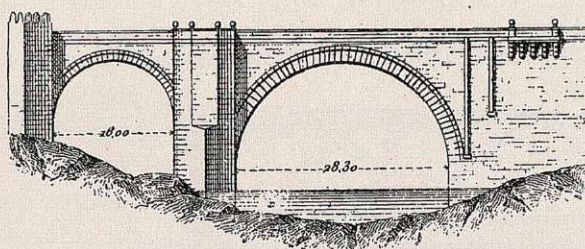


Fig. 146. Puente de Alcántara sobre el Tajo (Toledo).

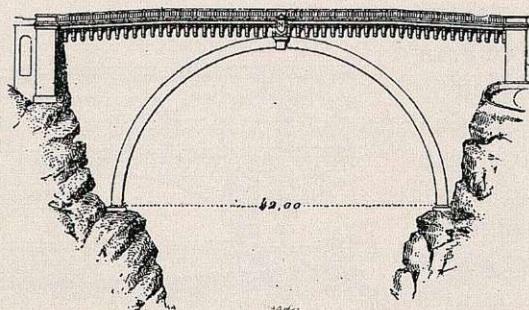


Fig. 147. Puente de Saint Sauveur (Francia).

En los viaductos de fábrica también es la curva casi exclusivamente empleada (fig. 148).

Asimismo los arcos de desagüe laterales, que suelen acompañar

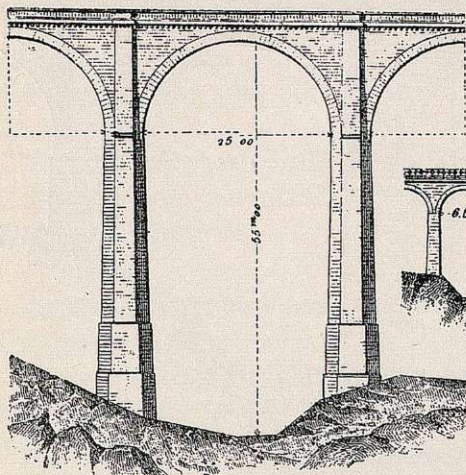


Fig. 148. Viaducto de Pampadour.

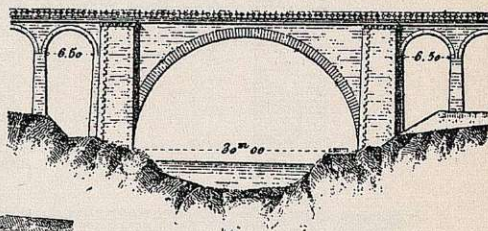


Fig. 149. Viaducto de la Baisse.

a los puentes, se construyen casi siempre de medio punto (fig. 149).

Bóvedas escarzanas. — Los constructores romanos y de la Edad Media iniciaron ya pequeños rebajamientos cuando la altura de rasante no les permitía adoptar el medio círculo completo (figuras 150 y 151).

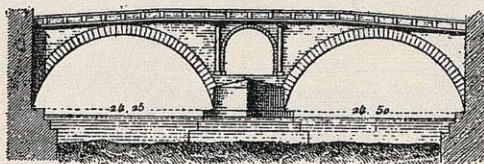


Fig. 150. Puente de Fabricio (Roma).

En el siglo XVIII, en España el puente de Serranos, en Valencia (figura 152), y en Francia Perronnet, en su clásico puente de La Concordia, de París (figura 153), aumentaron más los rebajamientos.

En el siglo XIX, las bóvedas escarzanas fueron las más fre-

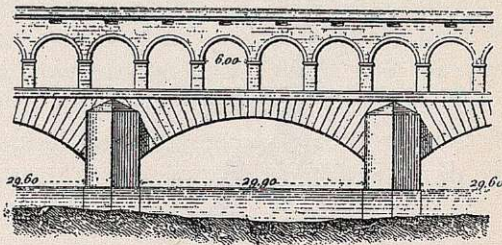


Fig. 151.—Puente de Florencia (siglo XIV).



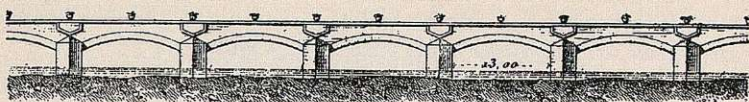


Fig. 152. Puente de Serranos (Valencia).

cuentemente empleadas.

En puentes largos, de varios arcos, es el tipo de bóveda que ofrece mayor desahío.

En ríos o trincheras con laderas muy inclinadas, se traza el arco escarzano normal a los taludes del terreno, lo que permite suprimir casi los estribos (fig. 154).

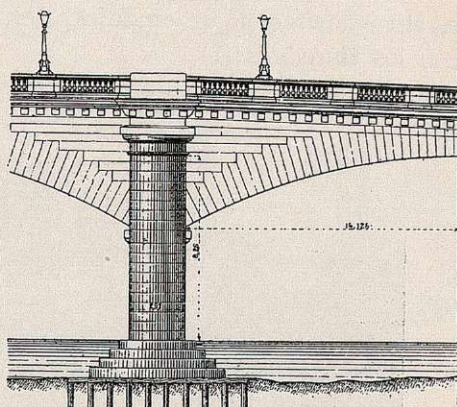


Fig. 153. Puente de La Concordia (París).

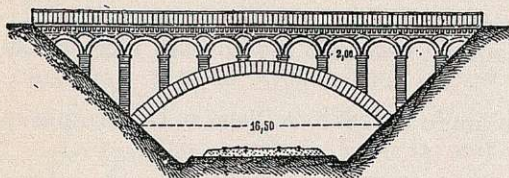


Fig. 154.

En cada caso hay que estudiar los rebajamientos más convenientes, teniendo en cuenta que a medida que las flechas disminuyen, la oblicuidad de los empujes y, por tanto, los espesores en pilas y, sobre todo, en estribos, aumenta.

Estéticamente, el rebajamiento de $\frac{1}{3}$ del puente de Burdeos (figura 155) da pesadez a la obra, a pesar de sus cuernos de vaca

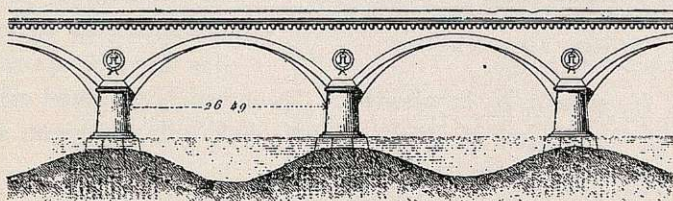


Fig. 155. Puente de Burdeos.

rebajados a $1/4$, con que se ha procurado mejorar su aspecto; los rebajamientos de $1/8$ satisfacen más a la vista.

Estáticamente, los rebajamientos de $1/4$ y $1/5$ son los que exigen menores volúmenes de bóveda.

Pero en España se emplean con mayor frecuencia los de $1/10$, que, sin exageración de empujes, permiten mayor desagüe y reducen los tímpanos (1).

Por exigencias de rasante, en nuestro puente de María Cristina,



Fig. 156. Puente de María Cristina, en San Sebastián.

en San Sebastián, el rebajamiento alcanzó $1/11,5$ para luces de 30 metros (fig. 156).

En el de Nemours, terminado en 1805, se llegó a $1/15,4$, que es ya excesivo (fig. 157).

Conviene trazar estos arcos sobre pilas de alguna altura. La proporción recomendada por M. Sejourné, que nos parece acertada, es de dar a la altura h de la pila sobre las aguas medias un valor aproximado

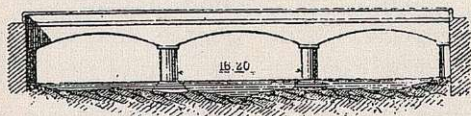


Fig. 157. Puente de Nemours.

a $0,55 H$, siendo H la altura de la clave sobre aquel nivel de aguas; es decir, que la altura visible de la pila conviene sea un poco mayor que la flecha del arco.

(1) Por estas razones hemos adoptado $1/10$ como máximo rebajamiento para los Modelos oficiales.

Bóvedas carpaneles.— Se traza el intradós de estas bóvedas por medio de arcos de círculo tangentes entre sí y cuyos radios van aumentando desde los arranques a la clave.

La primera aplicación fué en el puente de Verona (año 1334), sobre el Adigio (fig. 158). Es un arco carpanel rebajado al $\frac{1}{3}$ en tres centros.

Para atenuar los garrotes, que a la vista pueden observarse,

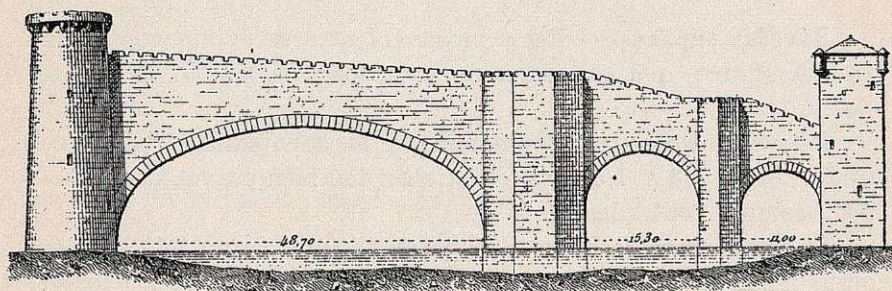


Fig. 158. Puente de Verona sobre el Adigio. Año 1334.

por los cambios bruscos de curvatura de los diferentes arcos de círculo, hay que aumentar el número de centros.

Así llegó Perronet a emplear 11 centros para el trazado de su famoso puente de Neuilly, terminado en 1774 (fig. 159), y cuya curva obtuvo por tanteos.

Se justificaba la preferencia por estos carpaneles por su fácil trazado gráfico, y no han faltado Ingenieros del siglo XIX que, alucinados por esa tradicional *superstición del compás*, imaginaron procedimientos complicados para mejorar los arcos carpaneles (1).

Otra ventaja que se les atribuía era la de que se facilitaba el despiezo y labra de los sillares, pues

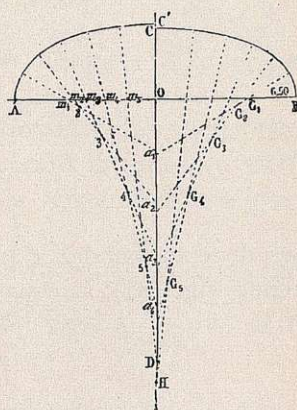


Fig. 159. Puente de Neuilly.

(1) En todos los tratados antiguos de puentes, y aun en algunos modernos, se detallan multitud de procedimientos y de tablas para el trazado de estos carpaneles. No los reproducimos, ya que no se emplean hoy, en los puentes, por lo menos.

en cada trozo de arco de círculo las juntas de la bóveda seguían la dirección de los radios correspondientes y el número de tipos de sillares era sólo el del número de centros del carpanel.

Pero hoy día, en que las bóvedas se construyen con sillarejo u hormigón, esta ventaja desaparece y en cambio subsisten las variaciones bruscas de curvatura, que se reflejan también en la curva de presiones.

Bóvedas elípticas. — Estos inconvenientes se evitan con el intradós elíptico, que ha sustituido en absoluto a las curvas carpaneles.

Para su buen aspecto, conviene que los rebajamientos del arco oscilen entre $1/3$ y $1/5$. Así se obtienen también curvas de presiones bastante centradas.

La elipse se traza sobre el papel por medio de un hilo de longitud igual al eje mayor y cuyos extremos se fijan en los focos; estirando el hilo con un lápiz se dibuja la elipse de una manera continua.

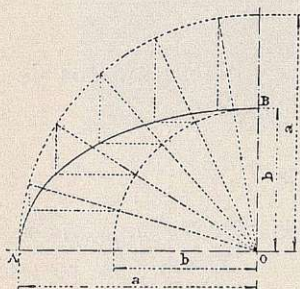


Fig. 160.

Se puede trazar por puntos por medio de la construcción indicada en la figura 160, cuyo examen basta para su explicación.

Por último (y será siempre el mejor procedimiento), se puede trazar la elipse por abscisas y ordenadas por medio de su ecuación.

Tomaremos los ejes de la elipse por ejes de coordenadas (1); sea a el semieje mayor, y b el semieje menor (fig. 161); la ecuación será:

$$y = \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - x^2}$$

La inclinación de la tangente sobre el eje Ox será:

$$\operatorname{tg} \Theta = \frac{b}{a} \frac{x}{\sqrt{a^2 - x^2}}$$

(1) Extractamos estos datos del libro: *Ponts en maçonnerie*, por C. Gay, que contiene muchos detalles sobre las curvas empleadas ordinariamente en Francia.



3.° Por la curva envolvente en las normales de la elipse. La envolvente de la elipse, referida a los mismos ejes, tiene por ecuación:

$$(aX)^{2/3} + (bY)^{2/3} = (a^2 - b^2)^{2/3}$$

Es la curva $C_1C_NC_0$ de la figura anterior, que es el lugar de los centros de curvatura. AC_1 y BC_0 son, pues, los radios de curvatura de la elipse en A y B . Se obtienen los puntos C_1 y C_0 trazando del vértice F del rectángulo $AOBF$ la recta FC_1C_0 , perpendicular a la diagonal AB .

Habiendo construido la envolvente, se obtiene la normal en M trazando MC_N , tangente a esta curva.

Comparación entre bóvedas escarzanas o elípticas.— Se presenta frecuentemente la duda entre dos tipos de bóvedas para iguales luces y alturas de rasante.

Ya dijimos que para el buen aspecto y el desagüe los arcos escarzanos debían apoyarse sobre pilas de altura un poco mayores que las flechas. En cambio, los arcos elípticos pueden y deben tener sus arranques casi al nivel de las aguas medias, pues así se reducen los empujes y su oblicuidad.

Comparemos un arco escarzano rebajado a $1/8$ con una elipse a $1/4$ (fig. 162) que dejen igual altura libre bajo la clave.

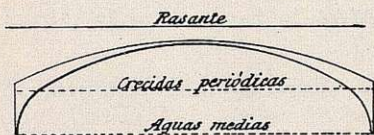


Fig. 162.

El escarzano ofrece más desagüe y necesitará menores tímpanos, pero producirá mayores y más oblicuos empujes. Si los cimientos han de ser profundos, necesitarán grandes volúmenes, *sobre todo para los estribos.*

Este último inconveniente será más sensible en puentes de arco único, en que los dos apoyos son estribos, pero desaparece si las márgenes son inclinadas y resistentes, porque entonces los estribos pueden suprimirse.

El arco escarzano ofrece también la ventaja de su menor desarrollo de bóveda y de su fácil despiece.

Cuando se ejecutan con sillería en boquillas y se traza el tras-



dós paralelo al intradós (como es costumbre para arcos inferiores a 30 metros de luz), todos los sillares pueden ser iguales. Asimismo el despiezo de pilas, y sobre todo en sus tajamares, es más fácil con bóvedas escarzanas, como vimos en el capítulo anterior.

Por todas estas razones, en España no empleamos las bóvedas elípticas sino en poblaciones y cuando los cimientos son profundos, pues entonces se reducen los volúmenes de apoyos; obsérvese, en efecto (fig. 163), que se puede sustituir el escarzano AB por un arco $ABMD$, con disminución sensible del estribo y de su cimientó.

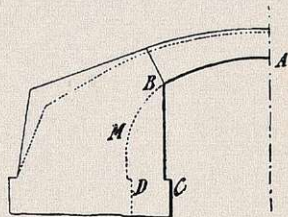


Fig. 163.

Bóvedas ojivales. — Se emplearon corrientemente en la Edad Media, en Persia y en Europa (figuras 164 y 165).

Pero, mecánicamente considerada, no es la ojiva forma racio-

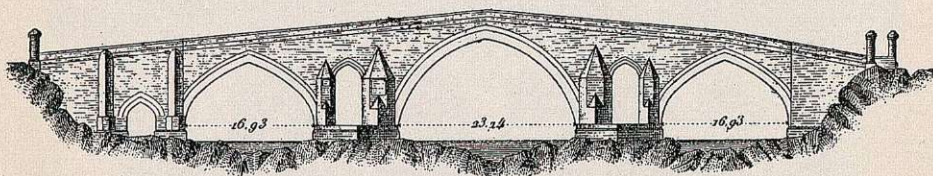


Fig. 164. Puente de la Joven (Persia).

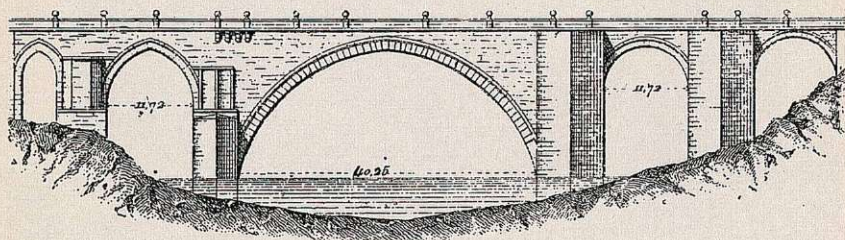


Fig. 165. Puente de San Martín (Toledo).

nal de bóveda para los casos ordinarios de pesadas sobrecargas móviles, pues éstas, al actuar sobre uno de los costados del arco, tienden a abrirlo por la clave.

Sin embargo, hay algunas modernas aplicaciones que están justificadas.



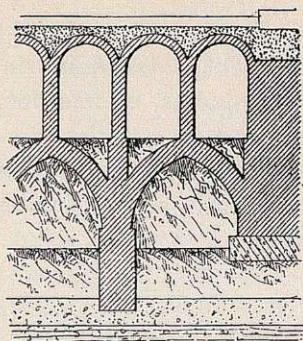


Fig. 166. Viaducto de Point du Jour (París).

En el viaducto de Point du Jour, en París (fig. 166), se utilizó la bóveda ojival para reducir a la mitad los cimientos de sus pilas.

En España se construyó con bóvedas inferiores ojivales el puente sobre el Barranco de San Antonio, en la carretera de Játiba a Alicante (figura 167).

Asimismo el ilustre Sejourné, en su viaducto de Fontpedrouse (figura 168), suprimió una pila de 65 metros de altura por medio de una bóveda ojival de 30 m. de luz (1).

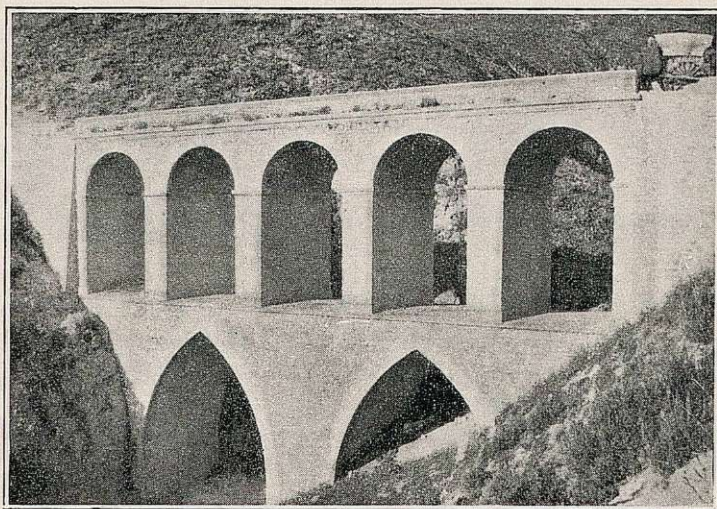


Fig. 167. Puente sobre el Barranco de San Antonio (Alicante).

También el autor proyectó un puente con arcos ojivales para Elche, sobre el río Crevillente (fig. 169), creyendo que en medio de aquella villa y paisaje se adaptaría mejor una obra de estilo árabe. Para contrarrestar los defectos mecánicos de la ojiva, ha-

(1) Ferrocarril de Villefranche a Bourg-Madame. Daremos detalles en el capítulo XXII.

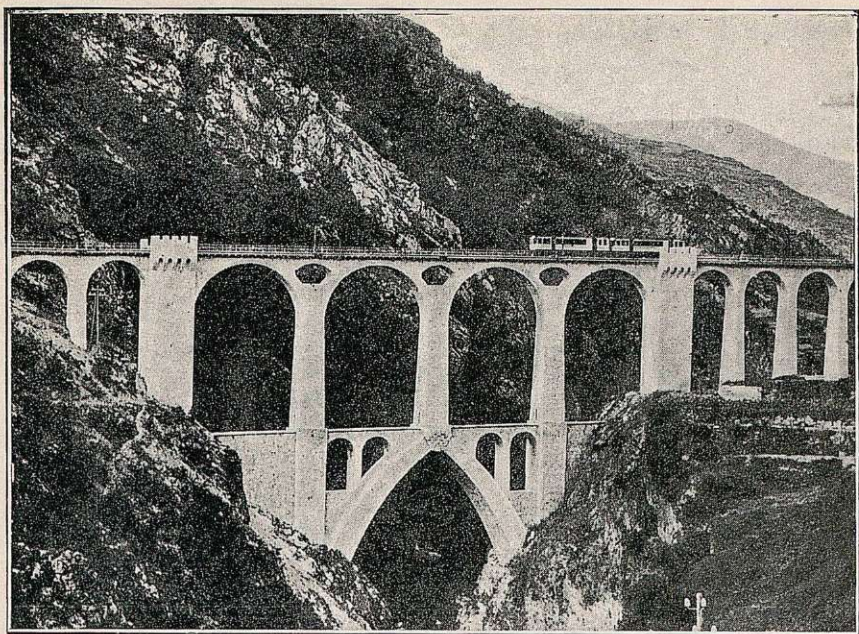


Fig. 168. Viaducto de Fontpedrouse.

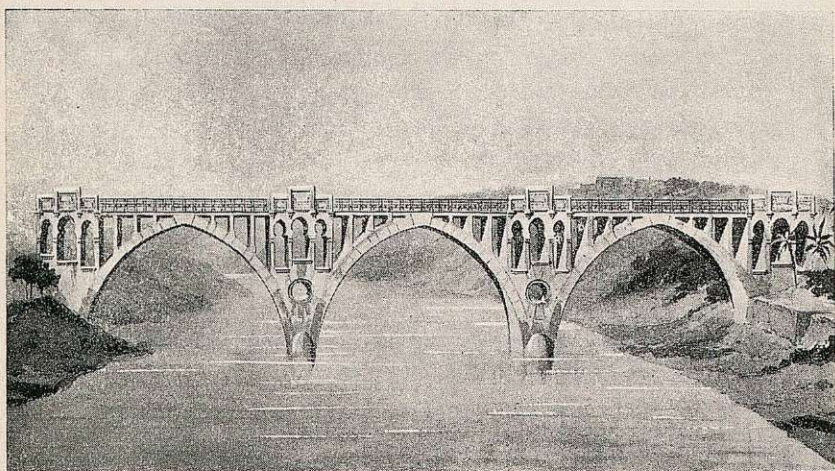


Fig. 169. Proyecto de un puente en Elche (Alicante).

bíamos proyectado armar el hormigón de los arcos con robustas cerchas de acero (1).

Otras curvas de intradós. — Ya dijimos al principio de este capítulo que cuando las luces exceden de 30 metros, que es cuando empieza a convenir la reducción de los espesores de bóvedas, debe procurarse que su fibra media se aproxime lo más posible a la funicular de cargas y sobrecargas.

Parábolas.—Cuando la línea de carga de un puente pueda suponerse paralela a la curva de una bóveda de espesor constante, pero muy reducido, la curva funicular es una *parábola*: $y^2 = 2px$.

Como esto ocurre con alguna aproximación en los puentes en arco de hormigón armado, en los que el peso de los tímpanos es muy pequeño con relación al de las bóvedas, tablero y *sobrecargas uniformemente* repartidas, el autor ha trazado todas las directrices en los modelos oficiales de este tipo de puentes, con parábolas de segundo grado (2),

Si los tímpanos son macizos, la parábola para los pesos muertos es de un orden superior al de segundo grado.

Así que en el puente sobre el Andarax (Almería), con bóvedas de 20 m. de hormigón en masa (3), el Ingeniero D. José López Rodríguez adoptó para las curvas de intradós y trasdós *parábolas de cuarto grado*, cuyas ecuaciones, referidas a la cuerda del arco de intradós (eje de abscisas) y a la vertical de uno de los extremos de esta cuerda (eje de ordenadas) son:

Para el arco de intradós:

$$y = 18x(1-x) [1 - x(1-x)]$$

llamando x a la relación $\frac{z}{20}$ de la abscisa z a la luz.

(1) La Dirección de Obras públicas no compartió esta fantasía morisca, prefiriendo un puente más modernista.

(2) Lo justificaremos en el capítulo XVII. Modelos oficiales de puentes en arco para carreteras y ferrocarriles.

(3) Descrito en la *Revista de Obras Públicas*, de 1.º diciembre 1925.



Para el arco de trasdós:

$$y = 1,1875 + 15x(1 - x) [1 - x(1 - x)]$$

El Ingeniero constructor M. Freyssinet, en un proyecto de puente con arco de hormigón de 165 m. de luz, recurrió a su vez a *parábolas de octavo grado*, de la forma:

$$y = A + Bx^2 + Cx^4 + Dx^6 + Ex^8 \quad (1)$$

Catenarias.—Otros Ingenieros han admitido la hipótesis de una bóveda infinitamente delgada, soportando una carga continua, limitada superiormente por una horizontal, condición que se expresa diciendo que la *hinca de carga es una horizontal*, y que se realiza en parte en algunos puentes.

En este caso, la funicular de las cargas es una proyección de *catenaria*; es la curva cuyas ordenadas se obtienen multiplicando las de la catenaria por un coeficiente constante a .

En Francia se ha aplicado esta curva a las directrices de varios puentes, entre otros, el de Orleans, que describiremos en el capítulo XII.

La fórmula de esta curva es muy complicada, por lo que no se presta a cálculos sencillos; así, que M. Sejourné propone el sustituirla por la curva:

$$y = \frac{b(n^2 - a^2)}{a^2} \times \frac{x^2}{n^2 - x^2}$$

en la que a es la semiluz de la directriz, b la flecha y n un coeficiente determinado, ya sea dándose un punto de la curva, ya el radio de curvatura en la clave (2).

Elipses deformadas.—Asimismo, M. Sejourné considera conveniente, deformar los arcos elípticos, ya sea para mejorar su aspecto, ya para aproximar las directrices a la curva de presiones.

Se obtienen estas curvas interiores o exteriores a la elipse por

(1) Gay: *Ponts en maçonnerie*, pág. 106.

(2) *Grandes voûtes*, tomo III, pág. 337.



varios procedimientos sencillos (1) que permiten mantener el aspecto de la forma elíptica para las bóvedas.

A pesar de estos perfeccionamientos teóricos de las curvas directrices, continuán proyectándose grandes bóvedas con las curvas elementales antes descritas.

Hay que recordar que las funiculares de presiones varían sensiblemente de posición bajo las cargas móviles, sobre todo cuando éstas son grandes en proporción al peso muerto de los puentes.

Por tanto, a lo único que se puede aspirar es a trazar una directriz que se aproxime a la funicular de las sobrecargas uniformemente repartidas; en grandes bóvedas se obtienen así reducciones en sus espesores, muy sensibles; en pequeños arcos, las ventajas son inapreciables.

§ II. — DIMENSIONES

Espesores de las bóvedas.—Teóricamente, debían calcularse los espesores de las bóvedas aumentándolos en proporción a los esfuerzos crecientes que actúan en cada una de sus secciones, de modo a que la presión media por centímetro cuadrado fuera igual en todas las fábricas.

Pero esto conduciría a espesores enormes para las grandes bóvedas, lo que lleva consigo el aumento proporcional de su peso muerto, exacerbándose la dificultad.

Es preferible entonces, según veremos en el capítulo especial que dedicamos a las grandes bóvedas, ejecutar éstas con piedras escogidas y morteros enérgicos, susceptibles de resistir mayores presiones. Así se procede también en los monumentos y edificios de grandes alturas y cargas, en los que una cuidadosa mano de obra y la selección de sus materiales compensa las mayores cargas que deben soportar.

Lo que interesa en los puentes es realizar cada obra con los elementos propios a su importancia y con el menor gasto posible.

Pero ahora sólo nos ocupamos de las bóvedas de uso corriente, que con frecuencia hay que ejecutar; hay miles de ejemplos demos-

(1) *Grandes voûtes*, tomo III, pág. 330.



trativos de que con espesores moderados resisten las sobrecargas máximas a que pueden someterse.

Utilicemos, pues, la experiencia.

Espesores en la clave. — Para las bóvedas de luces medias se utilizan, desde Perronnet acá, fórmulas empíricas en función de la luz:

$$e = \frac{1}{15} l \text{ (siglo XVIII)}$$

$$\text{y } e = 0,325 + 0,035l \text{ (Perronnet);}$$

$$e = \frac{1}{25} l \text{ (Gauthey) para luces comprendidas entre 16 y 32 m.,}$$

$$e = 0,33 + 0,033l \text{ (Leveillé),}$$

$$e = 0,20\sqrt{l} \text{ (Dupuit),}$$

$$e = 0,15 + 0,15\sqrt{l} \text{ (Croizette-Desnoyers).}$$

Los resultados así obtenidos eran algún tanto diferentes.

Don Elzeario Boix propuso una fórmula nueva, en que el espesor es proporcional a la raíz cúbica de la luz (1).

$$e = \frac{1}{3} \sqrt[3]{l}$$

Mi distinguido antecesor en esta Cátedra, D. Luis Gaztelu, Marqués de Echandía, mejoró esta fórmula por el estudio de los espesores de multitud de puentes españoles y extranjeros:

$$e = 1,35 + 0,75\sqrt{l} - 1,40\sqrt[3]{l}$$

Pero M. Sejourné, más recientemente, y por la comparación de 3.300 bóvedas, ha obtenido y propone una fórmula más sencilla:

$$e_0 = \alpha (1 + \sqrt{l}) \mu \quad (2)$$

(1) En su libro: *Estabilidad de las construcciones de mampostería*.

(2) *Grandes voûtes*, tomo III, pág. 343.



Deben tomarse como valores de α los siguientes:

0,15 para puentes de carretera;
0,17 para puentes de ferrocarril de vía estrecha;
0,19 para puentes de ferrocarril de vía ancha.

El coeficiente μ es función del rebajamiento del arco σ :

Para los arcos de medio punto: $\mu = 1$.

Para las elipses rebajadas y los arcos: $\mu = \frac{4}{3 + 2\sigma}$

Para los arcos escarzanos: $\mu = \frac{4}{3} (1 - \sigma + \sigma^2)$.

A continuación damos el Cuadro de los valores de μ en función de σ .



Cuadro de los valores de μ para las bóvedas elípticas y escarzanas.

(Grandes volútes, t. VI, pág. 176.)

REBAJAMIENTO σ	COEFICIENTE μ		REBA- JAMIENTO σ	COEFICIENTE μ	
	Elipses $\mu = \frac{4}{3+2\sigma}$	Arcos $\mu = \frac{4}{3}(1-\sigma+\sigma^2)$		Elipses $\mu = \frac{4}{2+2\sigma}$	Arcos $\mu = \frac{4}{3}(1-\sigma+\sigma^2)$
$0,50 = \frac{1}{2}$	1	1	0,24	1,1494	1,0901
0,49	1,0050	1,0001	0,23	1,1560	1,0972
0,48	1,0101	1,0005	0,22	1,1627	1,1045
0,47	1,0152	1,0012	0,21	1,1695	1,1121
0,46	1,0204	1,0021	$0,20 = \frac{1}{5}$	1,1764	1,1200
0,45	1,0256	1,0033	0,19	1,1834	1,1281
0,44	1,0309	1,0046	0,18	1,1904	1,1365
0,43	1,0362	1,0065	0,17	1,1976	1,1452
0,42	1,0416	1,0085	$0,166 = \frac{1}{6}$	1,2000	1,1460
0,41	1,0471	1,0108	0,16	1,2048	1,1543
$0,40 = \frac{1}{2,5}$	1,0526	1,0133	0,15	1,2121	1,1633
0,39	1,0582	1,0161	$0,1428 = \frac{1}{7}$	1,2170	1,1701
0,38	1,0638	1,0192	0,14	1,2195	1,1728
0,37	1,0695	1,0225	$0,1333 = \frac{1}{7,5}$	1,2244	1,1791
0,36	1,0748	1,0261	0,13	1,2269	1,1825
0,35	1,0810	1,0300	$0,125 = \frac{1}{8}$	1,2307	1,1874
$0,3333 = \frac{1}{3}$	1,0909	1,0372	0,12		1,1925
0,33	1,0928	1,0385	$0,1111 = \frac{1}{9}$		1,2014
0,32	1,0989	1,0432	0,11		1,2028
0,31	1,1049	1,0481	$0,10 = \frac{1}{10}$		1,2133
0,30	1,1111	1,0533	$0,091 = \frac{1}{11}$		1,2229
0,29	1,1173	1,0588	0,09		1,2241
$0,2887 = \frac{1}{2\sqrt{3}}$	1,1181	1,0593	$0,0833 = \frac{1}{12}$		1,2314
0,28	1,1235	1,0645			
0,27	1,1299	1,0703			
0,26	1,1363	1,0768			
$0,25 = \frac{1}{4}$	1,1428	1,0833			

Espesores en los riñones (1). — Asimismo, la fórmula más autorizada y reciente es la de M. Sejourné (*Grandes voûtes*, tomo III, página 344).

Sea e_1 el espesor en los riñones; e_0 el espesor en la clave, y λ un coeficiente:

$$e_1 = \lambda e_0$$

En las bóvedas de medio punto, en que los riñones coinciden con el radio del intradós, abierto 60° sobre la vertical: $\lambda = 2$.

Para las elipses se admite que la junta de rotura se encuentra, como en las bóvedas de medio punto, en los puntos del intradós correspondientes a la ordenada de la semiflecha.

Entonces: $\lambda = 1 + 2\sigma$ (siendo σ el rebajamiento): $\frac{\text{Flecha}}{\text{Luz}}$

En el medio punto: $\lambda = 2$.

Para las bóvedas escarzanas, cuando la junta de arranques tiene con la vertical un ángulo mayor de 60° , se toma como junta de rotura la que se encuentra a 60° de la vertical.

Este caso corresponde, pues, a un rebajamiento $\sigma > \frac{1}{2\sqrt{3}}$

Cuando el arco es bastante o muy rebajado $\left(\sigma < \frac{1}{2\sqrt{3}}\right)$,

la junta de rotura se confunde con la de arranques, y se establece:

$$\lambda = 1 + 12\sigma^2.$$

Trazado del trasdós. — Una vez determinados los espesores e_0 y e_1 en la clave y riñones, se traza el trasdós mediante una curva tangente a la horizontal en la clave y que pase por el extremo de la junta de rotura.

En bóvedas circulares o escarzanas, y aun en las elípticas, se

(1) Designase con el nombre de *riñones* de una bóveda las partes medias de ambos lados que coinciden aproximadamente con las juntas de rotura probables.



unen los puntos B_1 , B_0 y B'_1 por un arco de círculo completamente definido (fig. 170).

En grandes bóvedas, o cuando el intradós no tenga curva circular, deberá el trasdós trazarse con curvas semejantes a las del intradós, o, según una ley parabólica en función del desarrollo del arco de intradós, desde la clave (fig. 171).

Sea $AB = L$ la longitud del arco de intradós entre A y B , desarrollado sobre una línea recta; $AA' = e_0$, $BB' = e_1$ los espesores de la bóveda en A y B , calculados como se ha dicho anteriormente.

El espesor $ex = MM'$ correspondiente a la distancia l será:

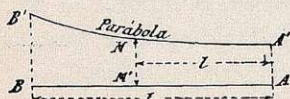


Fig. 171.

$$e_x = e_0 + (e_1 - e_0) \left(\frac{l}{L} \right)^2 \quad (1).$$

A partir de los riñones y hacia los estribos el trasdós se traza generalmente con una recta tangente en los riñones a la curva antes definida.

Se prolonga esta tangente hasta su encuentro con el paramento interior del estribo (fig. 172).

Sobre las pilas se empalman las dos curvas de trasdós entre riñones por una curva cóncava (fig. 172 bis).

La fijación de las dimensiones según las fórmulas y reglas antes indicadas será suficiente, como hemos dicho, para los puentes inferiores a 25 metros de luz. Para los de mayor luz, aun inferiores a 40 metros, sobre todo si tienen sus tímpanos aligeramientos o dispo-

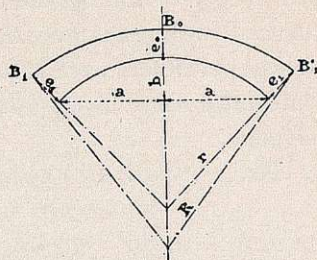


Fig. 170.

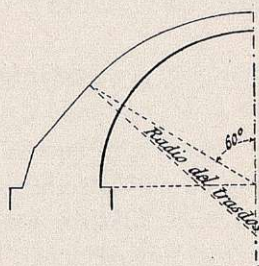


Fig. 172.

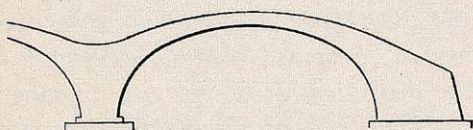


Fig. 172 bis.

(1) *Ponts en maçonnerie*, por Ferrieu y Norton, tomo II, pág. 60.



siones especiales en sus bóvedas, deberán comprobarse estática o elásticamente las dimensiones, para asegurarse de que la curva de presiones no salga del núcleo central, ni de que las presiones máximas excedan de las que pueden admitirse para los materiales que hayan de emplearse en la construcción de las bóvedas.

Téngase para ello en cuenta que esta comprobación sólo nece-

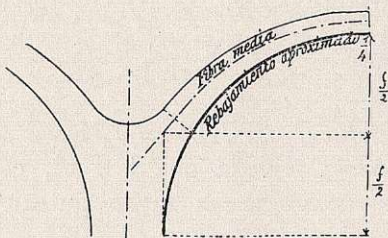


Fig. 173.

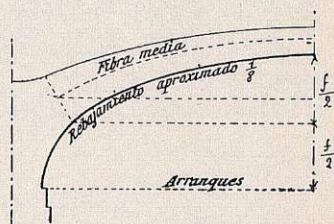


Fig. 174.

sita aplicarse a la zona de bóveda comprendida entre las juntas de rotura (figuras 173 y 174).

El resto de las bóvedas puede considerarse como formando parte de los estribos y pilas.

§ III. — MATERIALES, APAREJOS Y DESAGÜES

Materiales que se emplean. — La tradición atávica en las grandes obras de reducir el número de juntas condujo al empleo de enormes sillares. En el puente de Neuilly se llegó a 1,80 m. de tizón, 1,62 de ancho y 0,46 de espesor; cada piedra cubicaba 1,340 metros cúbicos, y pesaba 3.200 kilogramos.

Su manejo y asiento exigieron maniobras y cimbras costosas. Hoy no se emplean estas dimensiones.

Si en las proximidades del puente, o, aún mejor, en los desmontes de la línea inmediatos, se encuentra piedra susceptible de una labra económica, ya sea mecánicamente, ya con buenos y abundantes canteros en la localidad, pueden proyectarse los puentes de sillería.

Todas las piedras son buenas para las bóvedas, con tal de no



ser heladizas y que su resistencia a la compresión sea de $1/4$, por lo menos, a la presión máxima que pueda sufrir.

En casi todo el centro de Francia existen numerosas canteras en bancos de piedra, que pueden serrarse como la madera, mientras contenga agua de cantera; hasta las casas de las aldeas están edificadas con esta sillería.

En España tenemos los granitos gallegos, de muy fácil labra, y las calizas alicantinas, que se cortan con sierra.

Pero aun las piedras más duras pueden labrarse mecánicamente, si el volumen de la obra permite hacerlo económicamente y... si las Sociedades obreras lo consienten.

Cuando no concurren estas favorables circunstancias, el empleo de la sillería se reserva hoy día para los paramentos vistos de los puentes de población.

Pero aun para las grandes bóvedas se ha extendido el empleo casi exclusivo del sillarejo, más fácil de manejar y más barato de labra.

El sillarejo tiene de 0,15 a 0,30 m. de grueso y de 0,30 a 0,70 de largo y tizón; sus volúmenes son de 0,02 a 0,06 m.³, con pesos de 50 a 150 kilos; son, pues, fáciles de manejo, y sólo exigen andamios y cimbras ligeras.

Resulta aún más económico de labra si las canteras dan bancos de aquellos gruesos.

Para el relleno de las bóvedas debe emplearse, a lo sumo, el sillarejo; pero más frecuente es la mampostería concertada o *rajuela* (1), que aún pueden tener menores dimensiones.

El mortero hidráulico lo permite sin inconveniente.

También puede emplearse el ladrillo, si es de muy buena calidad, y con este material se han construido en Inglaterra grandes bóvedas, y en España e Italia, muchos puentes.

Pero cuando el empleo de la piedra o ladrillo resulte caro, es preferible a todas luces construir las bóvedas con hormigón, cuyo empleo se va generalizando de día en día, y al que dedicamos el capítulo siguiente.

Aparejo de las bóvedas. — Llámase *aparejo* a la disposición de

(1) Llámase *rajuela* en algunas provincias del Norte de España, en Asturias por lo menos, a los mampuestos alechados procedentes de canteras en bancos delgados.



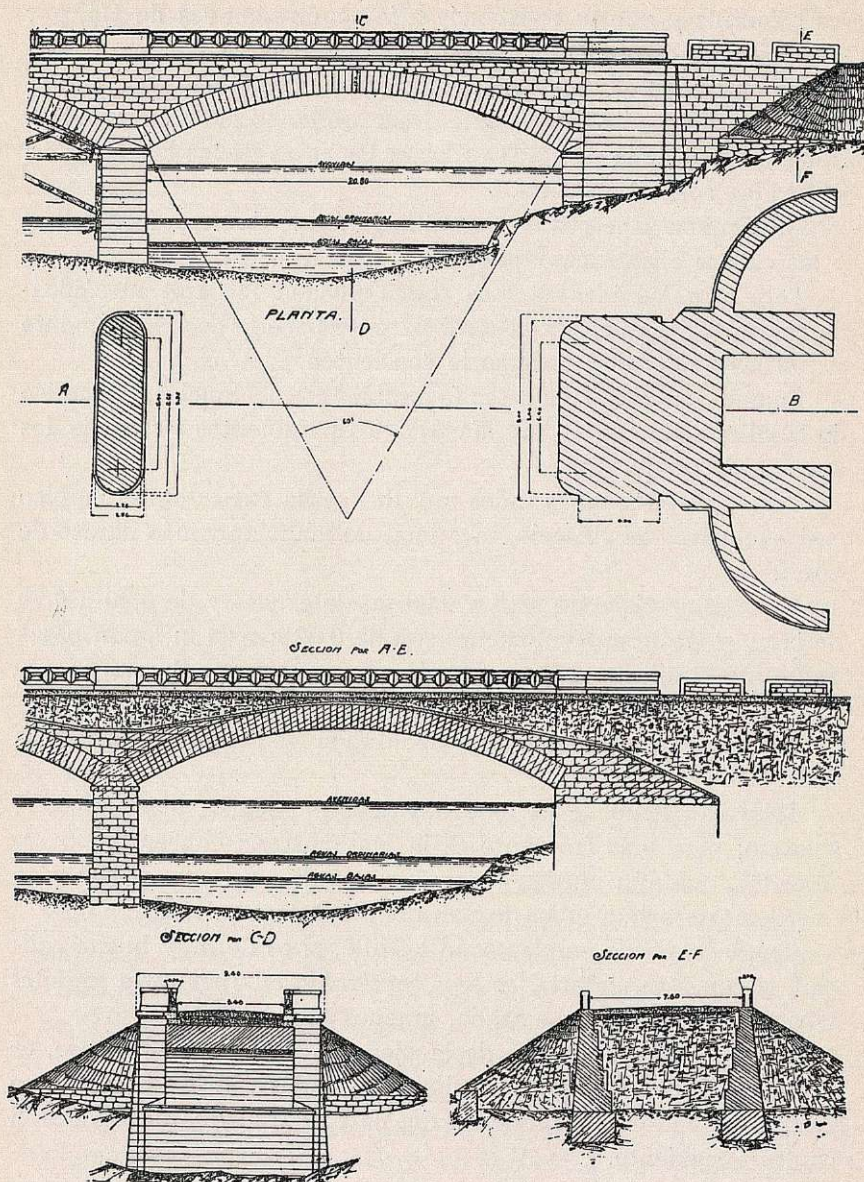


Fig. 175. Puente de Arriendas (Oviedo).

las piedras, sea en el interior, pero sobre todo en los paramentos vistos de las fábricas.

Así como en los grandes muros la verticalidad de las presiones aconseja el trazado horizontal de las hiladas, las bóvedas deben aparejarse por hiladas y juntas normales a la resultante de las reacciones que sobre ella se ejercen; es decir, que su inclinación debiera variar teóricamente con la de la curva de presiones.

Pero ésta varía algún tanto con las sobrecargas móviles y hasta con la temperatura, que en las grandes bóvedas ejerce efectos sensibles.

Hay, pues, que adoptar inclinaciones medias. En la práctica las juntas se disponen normalmente al intradós.

Durante casi todo el siglo pasado el tipo corriente de puente para carreteras era el representado por la figura 175 (1).

Toda la bóveda de sillería, así como los tajamares, ángulos de estribos e impostas, rellenos de mampostería, con mortero hidráulico en estribos y pilas, y con mezcla común en muros en vuelta y tímpanos.

El aparejo de las bóvedas era sencillo; con arcos de círculo rebajados al 1/10, y trasdosados paralelamente, las juntas eran los radios del arco.

Respecto al despiezo a lo largo de la hilada, tiene menos importancia, con tal de que las juntas verticales de las hiladas consecutivas se escalonen de 0,15 metros, como mínimo (figura 176).

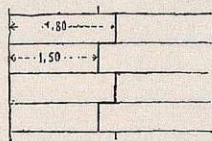


Fig. 176.

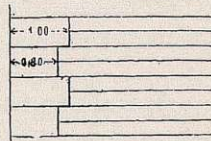


Fig. 177.

Pueden las hiladas subdividirse en el intradós y relleno (fig. 177).

En bóvedas de sillería, cada dovela debe tener todo el tizón correspondiente al espesor total de la bóveda.

Con el sillarejo no se precisa esta condición (fig. 178).

Cuando se emplean mamposterías concertadas o rajuelas, es preciso que sus lechos sean normales al intradós, y procurar también que sus juntas transversales se escalonen con las de las hiladas inmediatas.

(1) Carretera de Torrelavega a Oviedo, en Arriondas. Proyecto del Ingeniero D. José Villanova, inspeccionado por el autor en 1887 a 1889.



Respecto al aparejo de los ladrillos, se imitaban antes las reglas aplicadas al aparejo de las piedras (fig. 179). Pero en bóvedas grandes el grueso creciente de las juntas desde el intradós al trasdós tenía que compensar la igualdad de grueso de los ladrillos, lo que reducía la homogeneidad de la fábrica.

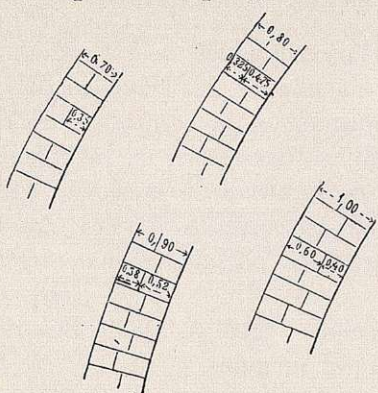


Fig. 178.

Hoy se aparejan por *roscas* (figura 180), lo que permite construir las bóvedas con cimbras más ligeras, pues la primer rosca sirve de cimbra a las sucesivas.

Este procedimiento de construcción por roscas, que no ofrece inconveniente merced al empleo de morteros hidráulicos, se ha

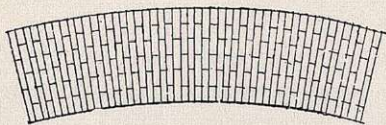


Fig. 179.

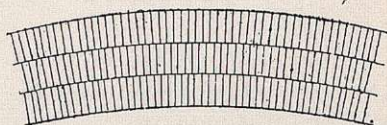


Fig. 180.

generalizado a las grandes bóvedas de sillarejo y de hormigón. según veremos más adelante y detallaremos en el tomo IV.

Aparejo en boquillas. — En las *boquillas*, es decir, en los sillares del paramento de frente, Perronnet (que no establecía distinción decorativa entre la bóveda y su tímpano) disponía los sillares de la boquilla en el mismo plano que los de los tímpanos (figuras 153 y 181).

Pero ni se hace así, ni debe hacerse. Es caro, complicado y expuesto a desigualdades de asiento, porque bóveda y tímpanos trabajan muy distintamente.

La boquilla debe, por el contrario, por ser el elemento resistente

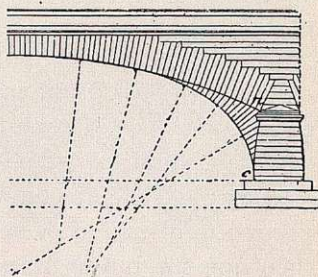


Fig. 181.



y principal, sobresalir de 3 a 5 cm. sobre el plano del tímpano; debe también construirse con material mejor, y hasta conviene emplear en uno y otro elemento piedras de color diferente.

En arcos de medio punto y circulares, y hasta 30 m. de luz, pueden las boquillas aparejarse con sillares iguales, aparejando un trasdós paralelo del intradós (figuras 175 y 182); en el cuerpo de la bóveda se da a ésta los espesores que necesita. Es una facilidad para la labra; una economía, por tanto.

Cuando las bóvedas son elípticas, y siempre cuando exceden de 30 m., hay que resignarse, para su mejor aspecto, a despiezar las boquillas con arreglo a sus espesores crecientes (fig. 183), o por lo menos

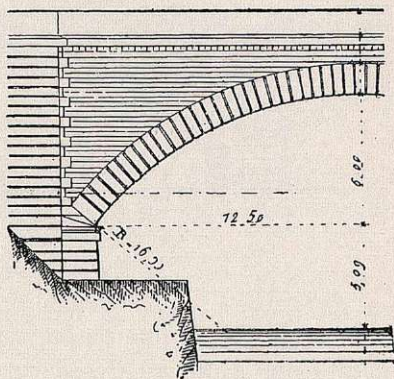


Fig. 182.

desde los riñones a los arranques.

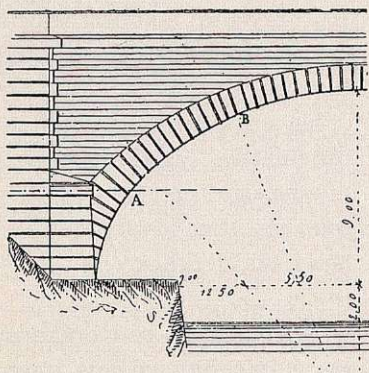


Fig. 183.

Capialzados.—Para mejorar el aspecto de las grandes bóvedas del puente de Neuilly (1), Perronnet imaginó chaflanar sus arranques con unos capialzados, cuya forma en Estereotomía se designa con el nombre de cuerno de vaca (fig. 181).

En el puente del Alma, en París, se imitó este artificio constructivo (figuras 184 y 185).

Resultan en las bocas de los arcos unos chaflanes alabeados, cuyas directrices son: el arco carpanel o elíptico de la sección normal de la bóveda y el arco escarzano trazado en los paramentos de frentes.

(1) Véase su fotografía en el tomo I, pág. 129.



Pero el aparejo y despieces de estos capialzados tienen que ser complicadísimos; la labra de sus piezas, delicada y cara, así como las cimbras de los frentes.

Pretenden algunos autores que así se reduce la contracción

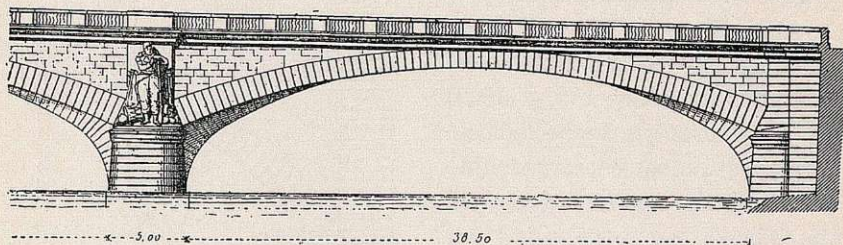


Fig. 184. Puente del Alma (París).

de la corriente, lo que no ha impedido que los tres arcos del citado puente del Alma quedasen casi totalmente anegados por la crecida de 1910.

¿No se hubiera facilitado más el desagüe construyendo este puente con los arcos escarzanos que aparecen en el frente? Así quedaba, además, suprimido el costoso artificio de aquellos capialzados.

Es un prurito de buscarse dificultades inútiles, que hoy día ha caído en desuso, por lo que nos abstenemos de repetir aquí sus detalles (1).

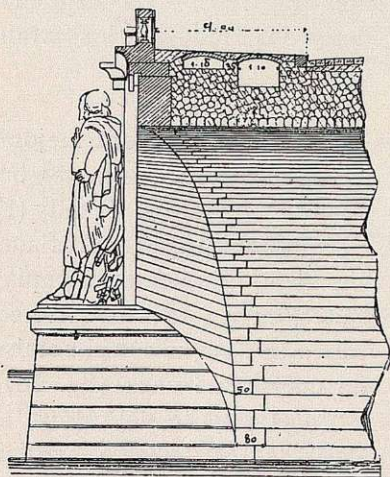


Fig. 185.

Morteros.—Los Romanos no los empleaban en sus puentes y acueductos monumentales. Confiaban la estabilidad al aparejo y a la labra de sus dovelas.

Hasta principios del siglo XIX se utilizaron morteros de cal grasa, que pueden tardar años en endurecer; se contaba con los

(1) Pueden leerse en el Gay: *Ponts en maçonnerie*, pág. 347.



asientos de las bóvedas, que en el puente de Neuilly, de Perronet, llegaron a ser de 0,77 m.

Hoy sólo se emplean morteros hidráulicos con buenas arenas (1).

Las dosificaciones del cemento portland, que es el aglomerante preferible, varían según las luces y presiones: entre 200 y 500 kilos por metro cúbico de arena.

Sería absurdo emplear morteros más duros que las piedras o ladrillos; debe tenderse a que las resistencias sean iguales; así se obtienen fábricas homogéneas.

Conviene advertir también que el mortero en juntas resiste compresiones de dos a cuatro veces mayores que en los cubos del laboratorio (2).

Fábricas mixtas.— Ya señalamos en el tomo I (pág. 32) los inconvenientes de las fábricas mixtas, por la desigualdad de los asientos.

En bóvedas se exageran más, sobre todo con mortero de cal, pues llegan a despegarse unas fábricas de otras.

En el puente sobre el Manzanares llamado de los Franceses (figura 186), de la línea del Norte, cuyas boquillas son de sillería y el resto de las bóvedas oblicuas, de ladrillo, con mortero de cal, hubo recientemente que sustituir esta fábrica por hormigón hidráulico, con gran entorpecimiento del paso de los trenes, a pesar de ser el puente de doble vía, lo que facilita singularmente la reconstrucción.

Pero con buenos morteros de cemento aquellos inconvenientes desaparecen, pues que

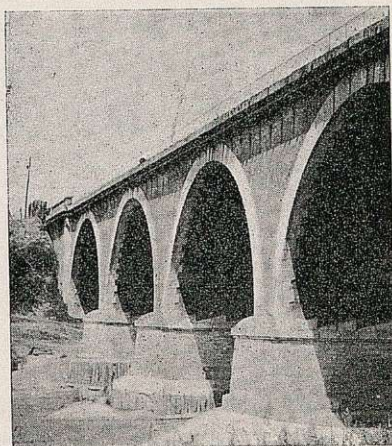


Fig. 186. Puente sobre el Manzanares.

(1) Recuérdese lo que sobre las arenas dijimos en el tomo I, pág. 38. Tratándose de bóvedas, es aún más obligatorio su buena calidad.

(2) Sejourné: *Grandes voûtes*, tomo V, pág. 13.

el fraguado simultáneo de todas las juntas mantiene la homogeneidad del conjunto de fábricas.

Así que es de uso corriente, en Francia sobre todo, constituir las bóvedas de los puentes pequeños con fábricas diferentes, no sólo entre paramentos y dovelaje interior, sino en la sección transversal de las bóvedas.

Las figuras 187 y 188 representan la descomposición de las

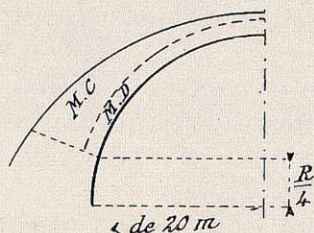


Fig. 187.

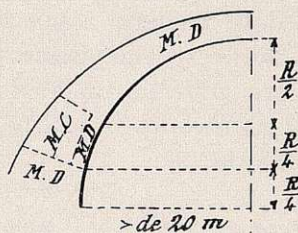


Fig. 188.

fábricas que suelen emplearse para bóvedas de medio punto de luces inferiores o superiores a 20 metros; designamos, respectivamente, en estos croquis con *MO*, *MC* y *MD* las mamposterías ordinarias, careadas y las concertadas en forma de dovela.

Como se ve, a medida que las luces aumentan es preciso mejorar la mano de obra de los mampuestos, preparándolos por lechos paralelos, que se han de colocar normalmente a las presiones; desde 30 m. de luz en adelante, en bóvedas de medio punto, y desde 12 metros de luz, en arcos rebajados o elípticos, debe asegurarse la homogeneidad perfecta de las bóvedas, uniformando sus

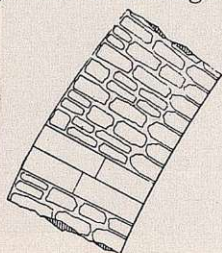


Fig. 189.

mampuestos, que deben prepararse todos con lechos paralelos; hasta recomienda Sejourné (1) que se traben con algunas adarajas de sillería (fig. 189) en todo el ancho de la bóveda.

En España no solemos extremar tanto la subdivisión de las fábricas; reservamos para las boquillas el material de elección; todo el relleno de bóvedas entre boquillas se ejecuta con igual material, y si la piedra no se presta

(1) *Grandes voûtes*, tomo V, pág. 19.



a ser económicamente preparada en forma de mampostería adovelada, preferimos construirlas con hormigón en masa, según veremos en el capítulo siguiente.

En resumen, en puentes de más de 25 m. de luz es más seguro uniformar las clases de fábrica, y a partir de 40 metros, es indispensable.

Lo que, en cambio, debe hacerse, sin inconveniente alguno, es emplear fábricas más económicas y morteros más pobres en los apoyos y en la zona de las bóvedas inferior a las juntas de rotura, en la que se amplían las secciones normales.

Contrarrosclas y desagües (1). — Como las dovelas (sillares o mampuestos) que constituyen las bóvedas no se labran ni des-



Fig. 190.

bastan sino en las partes próximas al intradós, aparecen en el trasdós con mucha irregularidad de tizones (fig. 190).

Para evitar que las aguas filtradas al través del terraplén se estanquen en aquellos huecos y lleguen a acumularse, es necesario

(1) En el tomo I, pág. 204 expusimos la conveniencia de su supresión en las obras pequeñas.



regularizar el trasdós por medio de una capa impermeable, que se llama *chapa* o *contrarrosca*, sobre la que el agua puede correr hacia unos desagües o mechinales.

Muchos Ingenieros han dado una gran importancia a estas defensas contra las filtraciones, y tenían razón, cuando los morteros eran de cal, pues el agua los disolvía y arrastraba a través de las juntas.

Hoy, con los morteros hidráulicos, no pueden ser éstos arras-trados; los huecos de las juntas se colmatan pronto, y, en último caso, si subsisten algunas goteras a través de la bóveda, en nada se perjudica ésta.

Pero no conviene que las aguas se estanquen y acumulen debajo del terraplén.

Basta, para evitarlo, rellenar los huecos del intradós con hormi-gón fino de 250 kg. bien apisonado.

El grueso de esta capa sólo debe ser el necesario para obtener la continuidad de pendientes hacia los mechinales de desagüe.

En puentes de un solo arco se dejan correr las aguas hacia el estribo, en cuyo paramento interior se dispone un dren de piedra en seco que desagua por mechinales a través del estribo.

Estos mechinales tendrán de 4 a 6 cm. de ancho por unos 10 centímetros de altura. Para que no se obstruyan, hay que recubrir su entrada con drenes de piedra más gruesas que el orificio.

Cuando los puentes son de varios arcos, los mechinales se dis-

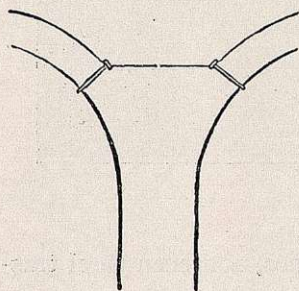


Fig. 191.

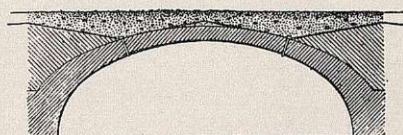


Fig. 192.

ponen en los riñones como en la figura 191, siempre recubiertos con un cono de grava gruesa.

Nos parece cara y excesiva la disposición de la figura 192, empleada algunas veces, rellenando los riñones con hormigón pobre.

Aún es peor la de la figura 193, preconizada por Morandière,

pues el mechnal se obstruirá al menor descuido; no ha sido imitada después.

Tampoco, en España al menos, son necesarias las *chapas* de

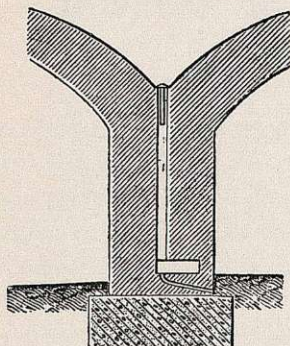


Fig. 193.

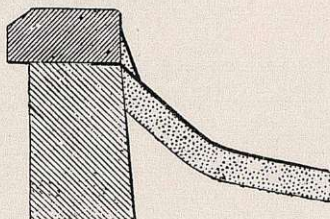
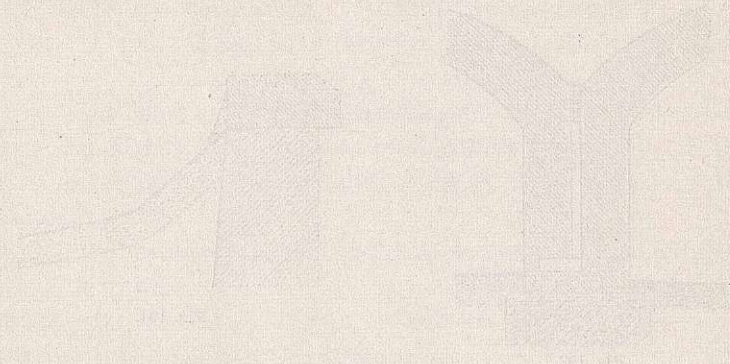


Fig. 194.

asfalto con que en el extranjero suelen recubrirse las contrarroschas de hormigón, y que se enlazan cuidadosamente con los muros de los tímpanos, para que las filtraciones no atraviesen éstos (fig. 194).

Como hemos demostrado, el desagüe del trasdós de las bóvedas es un problema de drenaje, y no de impermeabilidad.

El presente trabajo se ha realizado en el marco de un convenio de colaboración entre el Ayuntamiento de Madrid y la Fundación Juanelo Turriano, con el fin de promover la investigación y la divulgación de la historia y la cultura de la ciudad de Madrid.



El presente trabajo se ha realizado en el marco de un convenio de colaboración entre el Ayuntamiento de Madrid y la Fundación Juanelo Turriano, con el fin de promover la investigación y la divulgación de la historia y la cultura de la ciudad de Madrid.

CAPÍTULO X

BOVEDAS DE HORMIGON EN MASA

(hasta 40 metros de luz)

Antecedentes. — Sus ventajas. — Sus inconvenientes. — Espesores. — Dosificaciones. — Decoración. — Puente sobre el Zújar. — Puente de Cehegín sobre el Argos. — Puente sobre el Nora. — Puente de Torre-Montalvo. — Puentes de Barcheta y Montesa Menor. — Otros puentes de las Compañías de Ferrocarriles. — Conclusiones.

Antecedentes. — Desde hace sesenta años, los Ingenieros españoles empezaron a construir bóvedas de hormigón en masa para sustituir a las de sillería, ya entonces costosas, y en bóvedas oblicuas, para evitar los despieces complicados de la piedra (1).

Sus excelentes resultados generalizaron su empleo, familiarizándose técnicos y obreros con este material, que se aplicó no sólo a las bóvedas, sino a las pilas y estribos.

Con el hormigón en masa, y en 1895, resolvimos el problema de varios puentes muy oblicuos (fig. 195).

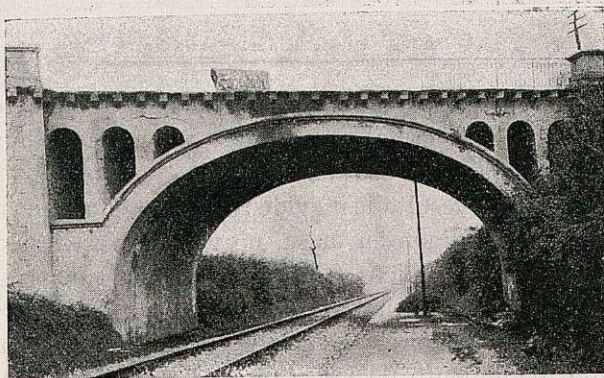


Fig. 195. Paso superior para la carretera de Gijón a I Musel.

(1) El año 1866, sobre los ríos Lavalé e Iregua, para la carretera de Logroño a Soria, se construyeron dos puentes con tres bóvedas escarzanas de 10 m. de luz con hormigón en masa.



Asimismo, en los canales particulares y en los del Estado se aplicó en gran escala este material para los puentes y acueductos (figuras 196 y 197) de 15 a 25 m. de luz (1).

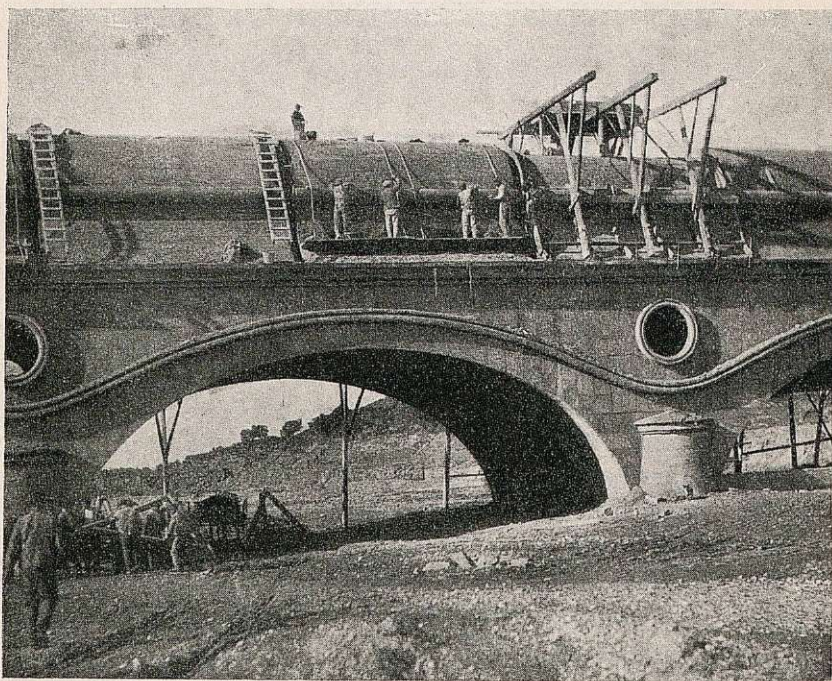


Fig. 196. Puente-sifón sobre el río Sosa.

Sin embargo, las Compañías de Ferrocarriles siguieron recelosas, por el temor de la catástrofe que produciría el hundimiento de una bóveda bajo el paso del tren.

Pero ante los resultados evidentes de las muchas bóvedas construídas de hormigón en masa, no vacilan ya en sustituir casi todos sus tramos metálicos (endebles para las nuevas locomotoras) por arcos de aquel material.

La Gran Guerra, con su secuela de aumentos de jornales y reducción de rendimiento de los obreros, ha intensificado con más

(1) Estos puentes fueron proyectados y dirigidos por el Ingeniero D. Rafael López Sandino para el Canal de Aragón y Cataluña, y construídos en 1903 y 1906, y son de hormigón en masa en su totalidad

pujanza la evolución constructiva en favor de los puentes de este tipo.

Sus ventajas. — Se suprimen así en gran parte los obreros canteros, difíciles de reclutar, opuestos casi siempre al empleo de útiles mecánicos (1); se adelantan los trabajos, reduciendo los peligros de la ruina de cimbras por las crecidas y, en fin, se obtienen economías que frecuentemente exceden del 50 por 100.

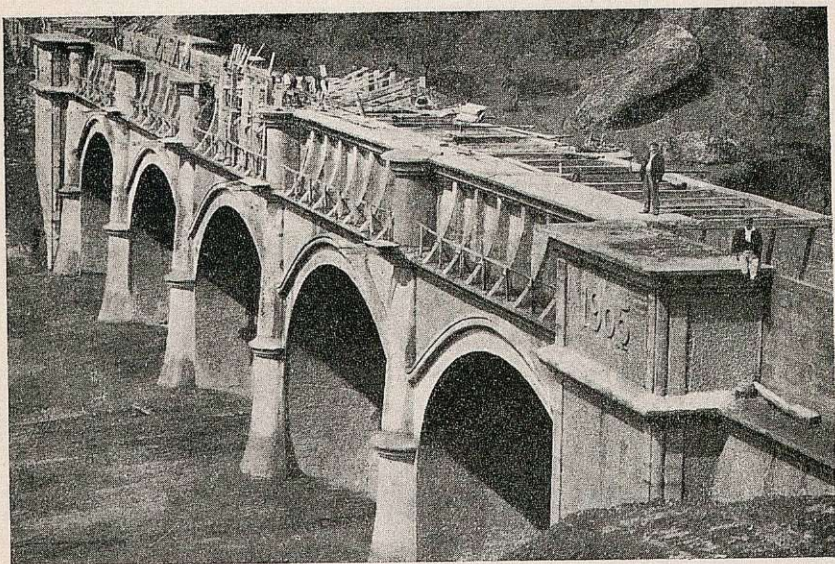


Fig. 197. Puente-acueducto de Perera.

Existen hormigones romanos; no hay razón para que los nuestros duren menos.

Los hormigones pueden resistir tanto como los mejores sillares: es cuestión de cemento y de ejecución; hasta puede aumentarse su resistencia, forzando la dosificación del cemento, en aquellas zonas de la bóveda en que se produzcan mayores presiones.

Mecánica y constructivamente, casi estamos por afirmar que

(1) En las obras de reconstrucción del Palacio de Justicia, de Madrid, las Sociedades de Canteros impidieron el empleo de la labra mecánica de la sillería granítica, ocasionando a la contrata, sólo por este concepto, una pérdida de más de un millón de pesetas.



puede ser mejor una bóveda de hormigón que muchas de sillería; en todo caso, puede siempre ser de igual resistencia y duración que aquéllas.

Como en las bóvedas de hormigón el trasdós es continuo, no necesitan contrarrosas. Por último, pesan menos que las de piedra; sus empujes son menores, por lo que exigen menos apoyos y cimientos.

Es, pues, el material por excelencia del Ingeniero, que fabrica a su gusto, con braceros del campo y maquinaria sencilla de gran producción; deben todos los técnicos familiarizarse con su empleo y darle la preferencia en la mayor parte de las obras públicas.

Sus inconvenientes. — Queda la tradicional resistencia a su aspecto monótono, por su color uniforme, y la supresión de las juntas, que algunos echan tan de menos, ¡que llegan a imitarlas!

Respecto a su color, feo y manchoso, es cuestión de costumbre; en la sillería patinada por el tiempo, o enmohecida por el musgo, no se percibe la clase ni el color de la piedra más selecta, ni de los mármoles que fueron esplendorosos. Díganlo si no los puentes de Londres, París y Venecia; no falta quien prefiera la piedra patinada y proscriba como delito artístico la limpieza de los monumentos.

Se observan a veces grietas, porque éstas se localizan; pero también las tienen los puentes de sillería, y en los romanos cada junta es una grieta, y llevan veinte siglos de existencia.

Así es que desde luego podemos confirmar que sólo en casos excepcionales podrán justificarse las bóvedas de sillería y hasta las de sillarejo.

De aquí en adelante, la mayor parte de los arcos de puente se ejecutarán de hormigón en masa o armado.

Espesores. — Los espesores de sus bóvedas en luces menores de 40 m. son iguales, y hasta pueden ser menores que los de fábrica ordinaria, pues pesan menos que la sillería y tienen una homogeneidad y monolitismo superior al de las demás fábricas, lo que permite reducir los coeficientes de seguridad.

Como no hay juntas, no hay que preocuparse de aparejos.

Dosificaciones. — Las dosificaciones varían con las luces y presiones.



En Alemania e Inglaterra, y sobre todo en los Estados Unidos, donde se aplican ya en gran escala, es corriente la dosificación en volúmenes de 1, 2,5 y 5, que equivale por metro cúbico de arena a 2 m.³ de grava y 480 kg. de cemento (suponiendo para éste un peso específico de 1,200).

En España, las dosificaciones suelen ser más ricas, de 250 a 300 kg. cemento por 0,400 de arena y 0,800 de grava, equivalentes, próximamente, a 1 m.³ de hormigón.

Pero en los puentes importantes se deben estudiar las dosificaciones más convenientes según las arenas y gravas de que se disponga (1).

Se abarata la fábrica con el hormigón ciclópeo, intercalando piedras en la masa, pero deben éstas colocarse con sus mayores caras normales a la fibra media. En América se hace mucho; en España, bastante.

Bien ejecutado, el hormigón ciclópeo es más resistente que el ordinario; ofrece además la ventaja, apreciable en las grandes bóvedas, de ser menos sensible a los efectos de temperatura y de retracción de fraguado. Tendrá menos grietas que el hormigón rico.

Decoración. — Respecto a su decoración, ya nos ocuparemos de ella en el capítulo último de este tomo; no hay motivo para que no sepamos conseguirla, sin imitar los puentes antiguos.

El hormigón no debe disimularse con guarnecidos precarios; es un material que debe tratarse artísticamente con su estilo propio.

* * *

Describiremos algunos de los puentes ejecutados recientemente en España, principalmente para ferrocarriles.

(1) Conviene en los puentes importantes, como en los de hormigón armado, estudiar la dosificación más compacta y resistente.



Puente sobre el Zújar. — Línea de Madrid a Badajoz (Red de M. Z. A.). — Construído en 1927. — Ingenieros: D. Domingo Mendizábal y D. Rafael Ceballos.

Se sustituyeron tres tramos metálicos continuos, de 53,73 m. para el vano central y 48,34 para los adyacentes, por seis arcos de hormigón en masa de 23,20 m. de luz los centrales, y de 21,60 los cuatro laterales (figuras 198 y 199).

Para ello se intercalaron otras tres pilas nuevas de 3,60 m. de grueso entre los estribos y pilas del puente metálico, y se reforzaron los estribos (1).

Las nuevas pilas, que son bastante oblicuas, se construyeron



Fig. 198. Puente sobre el Zújar.

(1) Detalles en la *Revista de O. P.* de 1.º de febrero y 15 de octubre de 1927, en dos artículos del Ingeniero D. Rafael Ceballos Pavón; el primer artículo describe la ejecución de las bóvedas; el segundo detalla su conjunto y el resultado de las pruebas.

Puente de Cehégín sobre el Argos. — Línea de Fortuna a Caravaca. — Terminado en 1924. — Ingeniero: D. Manuel Bellido.

Las bóvedas y tímpanos son de hormigón en masa; únicamente se armaron los tabiques de los tímpanos (figuras 200 y 201).

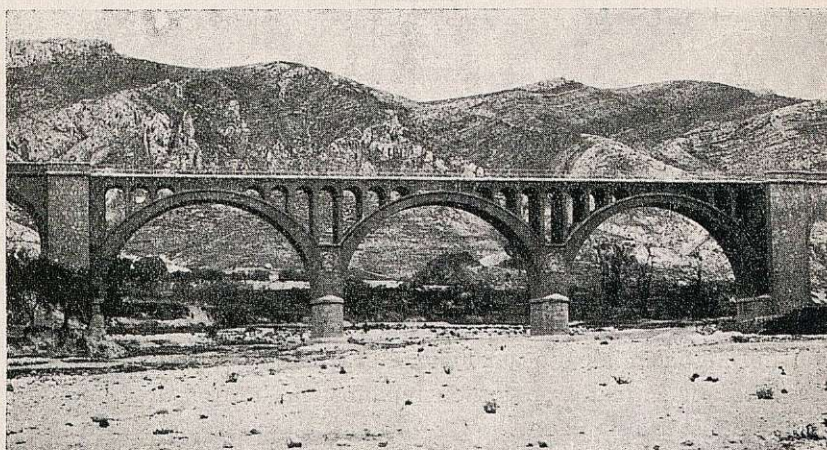
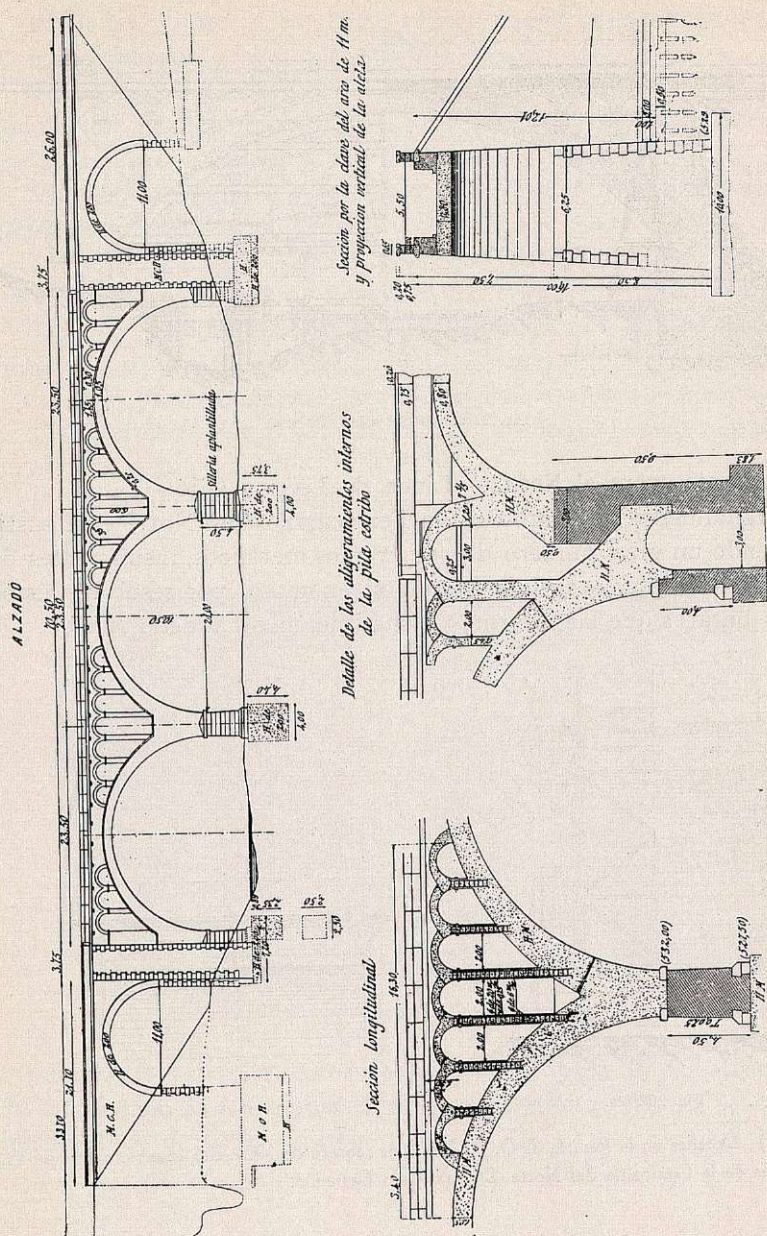


Fig. 200. Puente de Cehégín, sobre el Argos.

Los arcos grandes se dosificaron a 300 kg. por 0,800 y 0,400 m.³ de grava y arena. En los de tímpanos se rebajó a 200 kg. la proporción de portland.

Se ejecutaron las bóvedas de 25 m. en dos roscas, en la parte central de los arcos, entre las juntas a 60°; la primera tiene el 40 por 100 del espesor en la clave. Desde arranques hasta las juntas a 60°, se llevó a todo espesor.



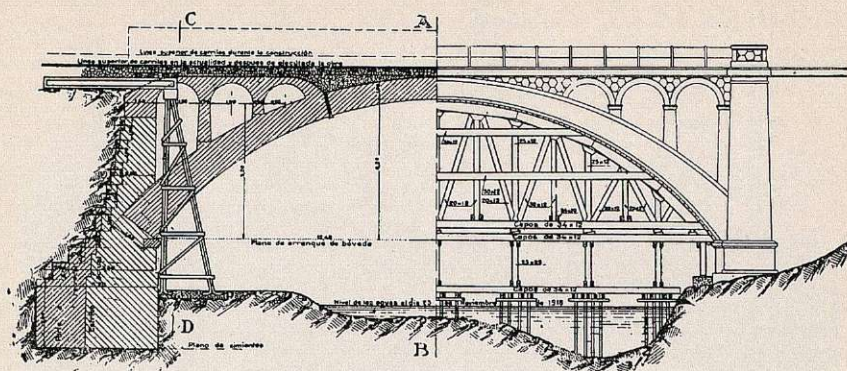


Fig. 202. Puente sobre el Nora.

Puente sobre el Nora. — Línea de León a Gijón (1).

Igualmente la Compañía de Ferrocarriles del Norte está sustituyendo un gran número de sus tramos metálicos, insuficientes de resistencia, por arcos de hormigón en masa, por resultarle éstos más baratos que las reformas o sustitución de aquéllos.

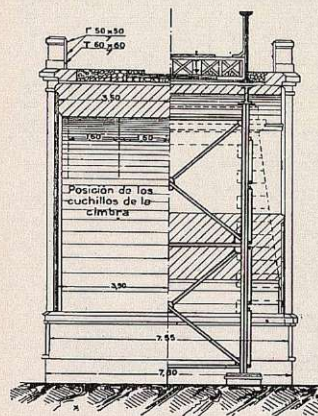


Fig. 202 bis.

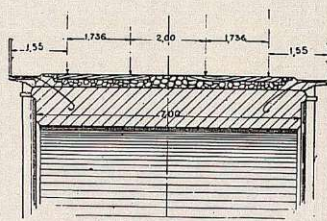


Fig. 203. Corte por CD.

(1) Detalles en la *Revista de O. P.* de 1.º de febrero de 1924, del Ingeniero Jefe de Vías y Obras de la Compañía del Norte, D. Francisco Castellón.

El puente sobre el río Nora era un tramo metálico recto de 25 metros de luz.

Había que construir el arco de hormigón sin interrumpir la circulación, para utilizar los estribos existentes, aunque reforzados por su interior (fig. 202 y 202 bis).

Para ello se apeó el tramo metálico con cuatro caballetes formados con carriles.

La bóveda y sus tímpanos aligerados tuvieron que construirse por debajo de las cabezas inferiores del tramo metálico.

Durante la construcción se decidió ensanchar la longitud del cañón a 7 m. (en vez de los 5,70 m. con que se había proyectado, figura 203). De esta manera, y con pequeños andenes volados de hormigón armado, se podrá en su día utilizar el nuevo puente para doble vía.

El coste de esta sustitución fué de 69.000 pesetas, en vez de 81.500 pesetas que hubiese costado un nuevo tramo metálico.



Fig. 204. Puente sobre el río Bernesgo.

Análogos procedimientos se emplearon para la construcción de un puente de hormigón sobre el río Bernesgo (fig. 204), en la misma línea de León a Gijón.



Puente de Torre-Montalvo sobre el río Najerilla. — Línea de Castejón a Bilbao (1). — Terminado en 1926. — Ingeniero: Don Francisco Castellón.

Es el más importante de los puentes de esta clase construídos por la Compañía del Norte.

Se construyó paralelo y a 10 m. del antiguo puente metálico.



Fig. 207. Puente de Torre-Montalvo.

Consta de cinco arcos *parabólicos* de 30 m. rebajados al $1/4$, con ancho para doble vía (figuras 207 y 208).

(1) Detalles en la *Revista de O. P.* de 1.º y 15 de mayo de 1926, por D. José R. de Goitia

En el antiguo puente metálico, de infausta recordación, ocurrieron varios accidentes entre otros el catastrófico de 1903, en el que murieron más de cuarenta viajeros y cien heridos.



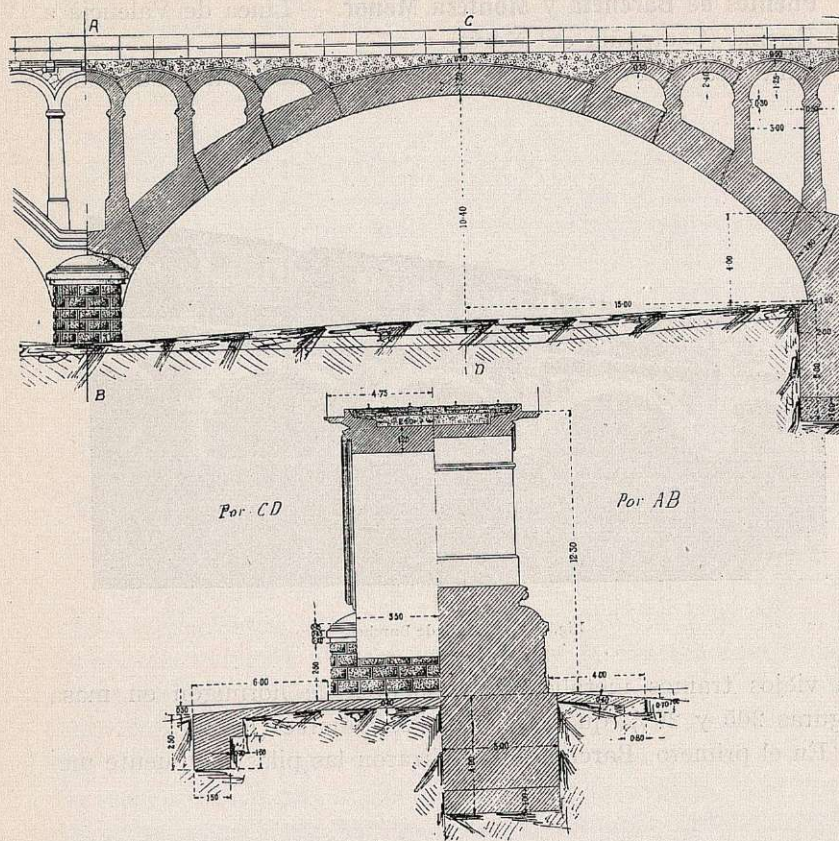


Fig. 208. Puente de Torre-Montalvo.

Todo el puente es de hormigón, menos los paramentos de tímpanos, que son de mampostería.

Los tajamares se paramentaron con piedra artificial.

El plazo de ejecución de las obras fué de catorce meses.

El gasto total de este puente fué de 686.000 pesetas, pero sus cimientos fueron fáciles, pues se ejecutaron por agotamiento directo, encontrándose el firme a una cota media de 4 m.



Puentes de Barcheta y Montesa Menor. — Línea de Valencia a La Encina (Compañía del Norte).

Para establecer la doble vía en esta línea se han sustituido

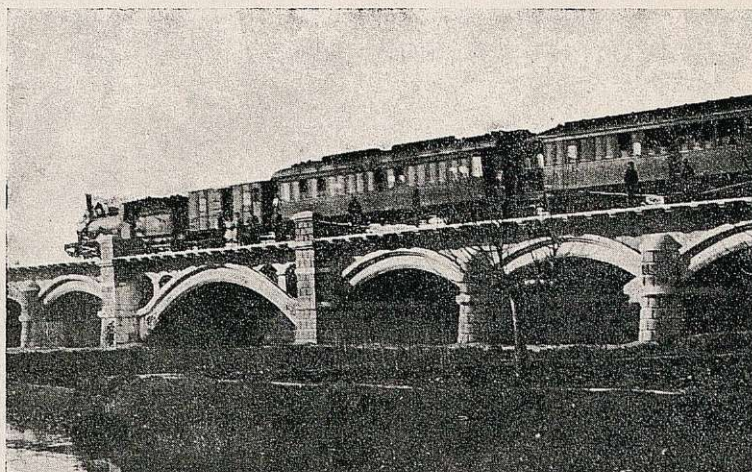


Fig. 205. Puente de Barcheta.

los viejos tramos metálicos por puentes de hormigón en masa (figuras 205 y 206), que acaban de terminarse (1).

En el primero, Barcheta, se utilizaron las pilas del puente me-

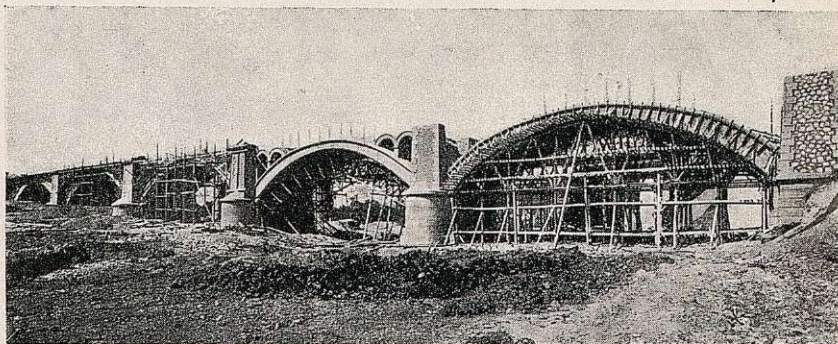


Fig. 206. Puente de Montesa Menor.

(1) Construidos por la Compañía de Construcciones Hidráulicas y Civiles. Ingeniero D. Enrique García Reyes; la inspección, por el Ingeniero D. Manuel Escudero.

tálico, pero prolongadas aguas abajo; sobre estas prolongaciones se construyeron las semibóvedas (la central tiene 15,75 y 6 arcos de 8,70 m. de luz), y sobre éstas se dió paso a una nueva vía, lo que permitió desmontar el tramo metálico y construir después las segundas semibóvedas.

Su presupuesto de construcción fué de 72.000 pesetas.

En el puente de Montesa, constituido por 5 arcos de 22 m. de luz, el nuevo puente de doble vía se construyó aguas abajo y casi paralelo al antiguo metálico.

Hubo que cimentar pilas y estribos por cajones de hormigón armado hincados por aire comprimido a unos 16 m. de profundidad (1).

Por esta razón, el coste de este puente alcanzó la cifra de 1.529.000 pesetas.

La dosificación de los hormigones fué de 300 kg. para las bóvedas y de 200 kg. para apoyos y tímpanos. Las bóvedas se ejecutaron en tres roscas sobre todos los arcos.

Otros puentes de las Compañías de Ferrocarriles. — En vista de los excelentes resultados en las pruebas de estas obras y su economía evidente sobre los tramos metálicos, las Compañías de Ferrocarriles han entrado francamente en el camino de sustituir casi todos sus puentes de hierro, de resistencia insuficiente, por bóvedas de hormigón en masa de 10 a 30 m. de luz, cuando la rasante lo consiente, o tramos de hormigón armado, si el desagüe lo exige, o arcos de hormigón armado, cuando las luces exceden de 30 metros.

A principios de 1928, tenían las Compañías de M. Z. A. y del Norte (2):

M. Z. A. Norte.

14	40 arcos de hormigón en masa, contruídos.
34	46 » » » » » , en proyecto.
	4 » » » » » armado de 35 m. de luz, en proyecto.
»	23 tramos rectos de hormigón armado, contruídos o en construcción.
»	4 » » » » » , en proyecto.

(1) Cuyo cálculo reproducimos en nuestro tomo II, pág. 353.

(2) Los proyectos de los puentes de la Compañía del Norte han sido calculados, con la hipótesis elástica, por los Ingenieros Sres. Marroquín, Goitia, Fernández Alvarez, Fontecha, Juanes, Echano, Prieto, Ugalde y Casares (Maximino), y en ellos no se han adoptado dispositivas especiales para las contracciones.



Conclusión. — Cuando los Ingenieros de estas grandes Compañías, tan justamente preocupados de sus responsabilidades por las trágicas consecuencias que puede tener la rotura de una bóveda, generalizan de tal manera el empleo de las bóvedas de hormigón, desaparecen las objeciones tradicionales que hasta ahora se han invocado.

El Consejo de Obras públicas, y la Dirección general de Ferrocarriles lo han entendido también así, salvo algunos casos especiales en que aceptan tramos metálicos para los puentes de vías férreas, aconsejan y hasta ordenan, muchas veces, que se construyan esas obras con hormigón en masa o armado (1).

Las bóvedas corrientes de sillería tienden a desaparecer, y desaparecerán pronto.

Lo mismo ocurrirá con las *grandes bóvedas*, según luego veremos

(1) En el capítulo XVII describiremos los Modelos oficiales para estos tipos de puentes y allí se verá que pueden reducirse las dimensiones de las bóvedas antes descritas.



CAPÍTULO XI

TÍMPANOS

Tímpanos llenos. — Terraplén. — Altura de los tímpanos. — Aligeramientos en la antigüedad. — Aligeramientos longitudinales. — Aligeramientos transversales. — Aligeramientos en los dos sentidos. — Aligeramientos sobre pilas. — Materiales. — Aligeramientos de hormigón armado. — Dispositivos para las dilataciones.

Tímpanos llenos. — Se designa con el nombre de *tímpanos* de una bóveda los muros que se apoyan sobre aquélla y que contienen el terraplén, que sirve, a su vez, de apoyo a la plataforma del puente.

En todos los puentes, hasta mediados del siglo pasado, estos muros eran continuos en la superficie comprendida entre las boquillas de la bóveda y las impostas de coronación de la obra, que lo eran también de los muros de tímpano.

Estos muros cargan la bóveda, y sus espesores deben corresponder al empuje del terraplén, que es el único esfuerzo a que están sometidos.

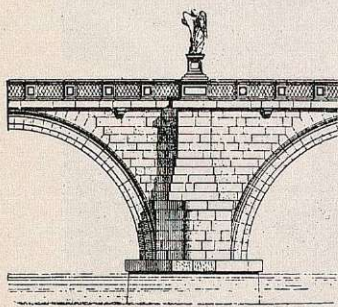


Fig. 209. Puente de Santo Angelo (Roma).

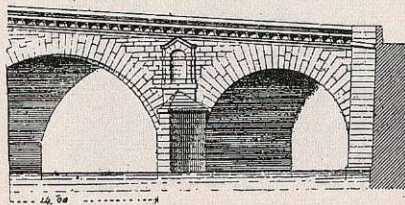


Fig. 210. Puente de Saint Michel (Paris).



Son, pues, elementos secundarios del puente.

A pesar de ello, en algunos puentes de poblaciones, romanos y de la Edad Media, se han construido de sillería, aparejada con las dovelas de la bóveda (figuras 209 y 210).

También lo hizo así Perronnet en sus puentes, y se ha seguido imitando en otros puentes monumentales.

Pero los encuentros de las hiladas horizontales del tímpano con las juntas de oblicuidad variable de la bóveda complican los despiezos (figura 211).

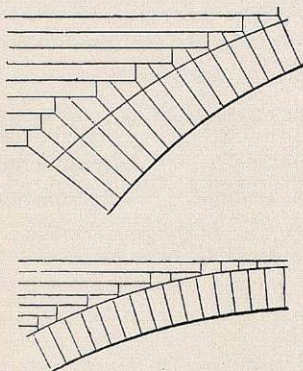


Fig. 211.

Como, por otra parte, es poco racional emplear en un elemento secundario materiales de elección y caros como la sillería, hoy día se construyen casi siempre los tímpanos con mampostería, ladrillo u hormigón (figuras 212 y 213).

Terraplén. — Los muros de estos tímpanos se construyen en los puentes corrientes con paramentos verticales, retranqueados de 5 a 10 cm. por dentro de la boquilla e imposta (fig. 214).

Es lo más frecuente que su paramento interior tenga talud

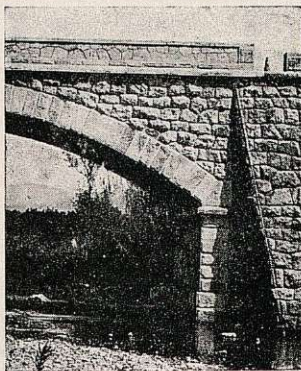


Fig. 212.

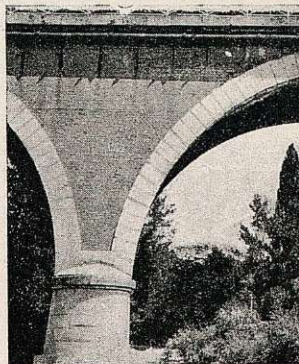


Fig. 213.



como en T o escalones horizontales como en T' , cuyo número aumenta con la altura creciente del tímpano desde la clave hasta los arranques.

El terraplén entonces actúa como una cuña y tiende a separar los dos tímpanos.

Pero es preferible disponer los taludes interiores verticales como en $T''T''$ (fig. 215).

Como el empuje del terraplén varía, los espesores de los tímpanos deben aumentar proporcionalmente.

Según dijimos en el tomo I (página 298), los espesores pueden fijarse en $1/3A$, siendo A la altura del terraplén aumentada en 0,50 metros para puentes de carretera, y 1 m. para los de ferrocarril.

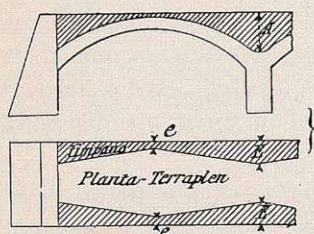


Fig. 216.

Para facilitar la construcción y que no resulte un paramento interior en curva, lo hacemos plano, partiendo del espesor máximo E en los arranques (fig. 216), y uniéndolo con el espesor mínimo e en la clave, que no debe prácticamente ser inferior a 0,50 m.

Respecto a la calidad del terraplén, hay que excluir en absoluto las tierras arcillosas, que se entumescen con el agua y se agrietan con la sequedad. Débese emplear arenas o gravas impermeables y permeables.

Algunos Ingenieros lo han sustituido con hormigón pobre; es dinero tirado; mejor es la arena sola.

Altura de los tímpanos.— No hay criterio fijo respecto a la altura que han de alcanzar los tímpanos.

Casi todos los Ingenieros consideran necesario que la clave de la bóveda esté recubierta (fig. 217

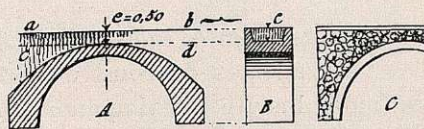


Fig. 217.

A y B) por una capa e de terraplén de 0,50 m. mínimo, por-

que así creen que se repartén mejor las sobrecargas móviles.

El autor no encuentra justificada tal preocupación; debiendo ser el terraplén incompresible, los pavimentos de los caminos o el balasto de las vías no deben sufrir asentos, y se reparten las cargas por medio de unos y otros; para eso están pavimentos y balasto.

Así que en todos nuestros puentes hemos proyectado las impostas tangentes a las claves de las bóvedas sin que se nos haya ofrecido la menor dificultad constructiva, ni contratiempo, al paso de las mayores sobrecargas.

En cambio, ahorramos al puente y a sus avenidas la altura *abcd* de terraplén y de fábrica en tímpanos, y a la bóveda le reducimos el peso muerto en igual proporción.

Se ahorra además altura de rasante, o se aumenta desagüe. Todas son ventajas, sin inconveniente alguno.

Aligeramientos en la antigüedad. — Pero los tímpanos llenos, que son fáciles de construir, resultan muy pesados en cuanto las luces de los puentes exceden de 20 m., sobre todo en los arcos de medio punto, en que los tímpanos llegan a tener alturas considerables.

Ya los Romanos construyeron arcos de aligeramiento sobre las gruesas pilas de algunos puentes (fig. 218).

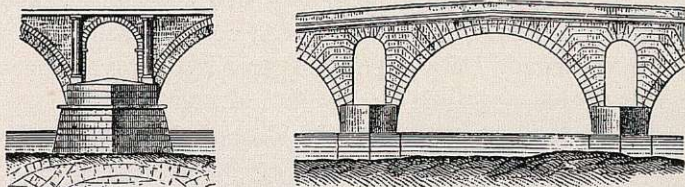


Fig. 218. Aligeramientos en puentes romanos.

Los Persas, en el siglo XII (Puente de la Joven), fueron más allá, pues además de construir arcos sobre las pilas, aligeraron longitudinalmente los tímpanos con bóvedas de ladrillo (figuras 219 y 220).

En la Edad Media también se aligeraron los tímpanos, pero en muy pocos puentes.

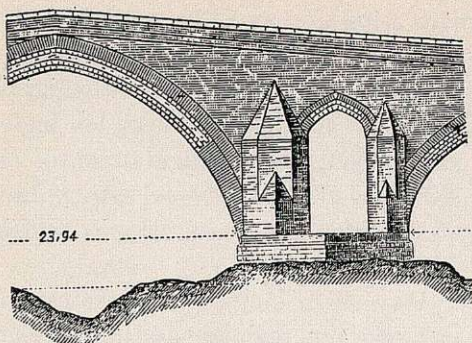


Fig. 219.

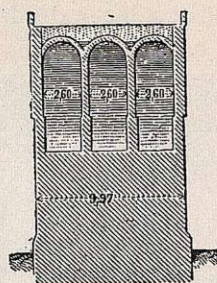


Fig. 220.

En los siglos siguientes se abandonó esta tradición.

Sólo a mediados del XIX, y a medida que las luces aumentaban, se recordaron aquellos antiguos recursos constructivos.

Aligeramientos longitudinales. — Se construyeron en Francia con bóvedas de fábrica paralelas a los tímpanos.

Primeramente, con cierta timidez, se pusieron dos bóvedas (figura 221); después, tres (fig. 222); por último, cinco (fig. 223).

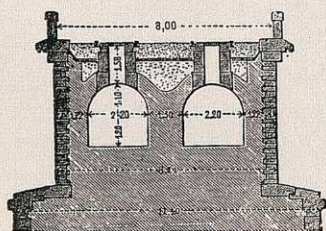


Fig. 221.

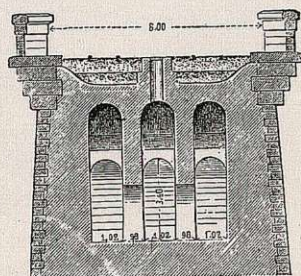


Fig. 222.

El número de pisos de bóvedas va aumentando con la altura de los tímpanos.

Para no ejercer empujes sensibles sobre los tímpanos, estas bóvedas son generalmente de medio punto; algunas veces se han hecho ojivales.

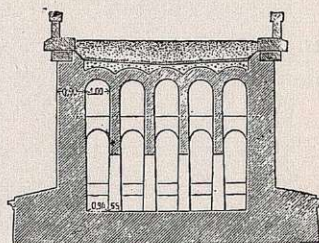


Fig. 223.

Sus luces no exceden de 2 m., y en algunos puentes van decre-

ciendo las luces desde el centro a los tímpanos; los tabiques tienen de 0,60 a 0,80 m. de grueso.

Para evitar los empujes sobre los tímpanos, siempre peligrosos, lo que exige a veces atirantarlos con barras metálicas, los ingleses construyen estos aligeramientos con tabiques de ladrillo de asta y media recubiertos con losas de piedra (figura 224).

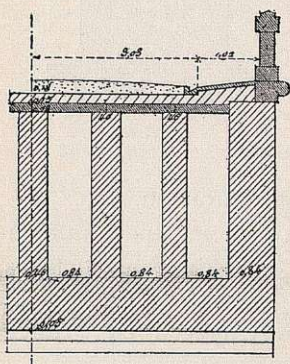


Fig. 224.

Hoy sería mejor construir estas losas con un forjado de hormigón armado, reduciéndose también el número de tabiques.

Como estos aligeramientos quedarían encerrados, se les ventila lateralmente por medio de ventanas circulares, a través del tímpano, que se utilizan como medio decorativo de estas grandes superficies.

Además, deben poder visitarse; a ese efecto, se abren unos agujeros de hombre en algunos puntos de las claves de bóvedas por donde puedan bajar los operarios; las bóvedas comunican entre sí, en sus partes bajas, por medio de puertas abiertas en los tabiques.

Tienen los aligeramientos longitudinales el inconveniente de que las sobrecargas sólo actúan a lo largo de las bóvedas en el apoyo de los tabiques.

Mantienen además el aspecto macizo y pesado de los grandes tímpanos.

Aligeramientos transversales. — Se evitan estos inconvenientes con los aligeramientos transversales.

Comenzaron éstos tímidamente sobre las pilas, el año 1856, con un arco sobre la pila (fig. 225), a semejanza de los puentes romanos.

Pero el Ingeniero Degrand (1), el

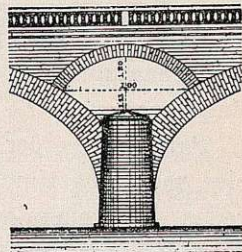


Fig. 225.

(1) Autor, con Resal, del conocido libro *Ponts en maçonnerie*.

año 1872, en el puente de Andelys (fig. 226) lo amplió con elegancia, y desde entonces se ha propagado esta disposición, que es casi obligada ya en todos los puentes de fábrica que exceden de 25 metros de luz, y aún más en grandes bóvedas, según luego veremos.

En España se han generalizado bastante (figuras 227 a 229).

El puente sobre el río Huebra (fig. 227) está muy bien proporcionado. Proyecto de D. José Luis Martín.

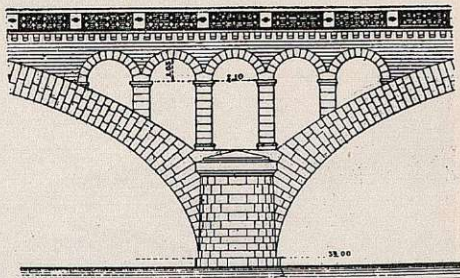


Fig. 226. Puente de Andelys.

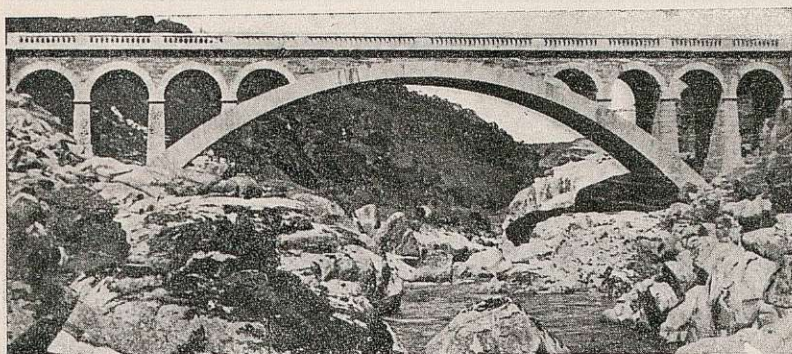


Fig. 227. Sobre el río Huebra (Salamanca).



Fig. 228. Sobre el río Aguas (Almería).



El puente sobre el río Aguas (fig. 228), aunque bien proyectado por D. Fernando Martínez Herrera (1), tiene pilas estribos un poco gruesas.



Fig. 229.

El último de estos tres puentes (fig. 229) hubiera mejorado sensiblemente, de aspecto al menos, si los arcos de los muros de acceso fueran de mayor luz y altura, para reducir sus tímpanos, que son excesivos.

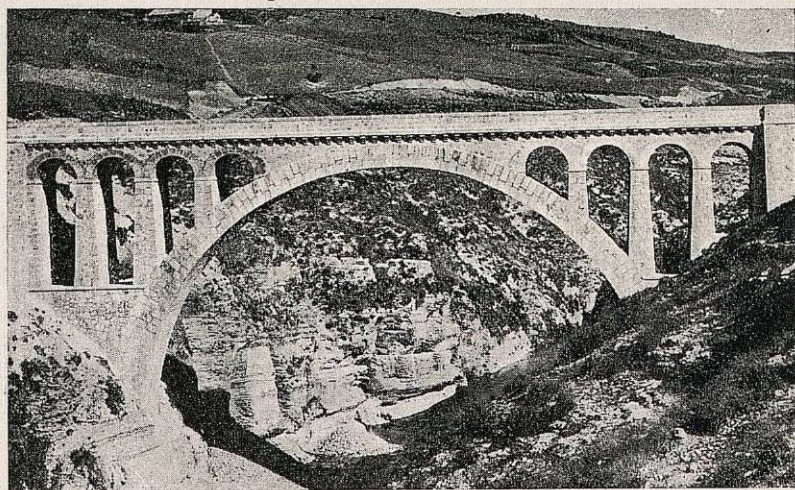


Fig. 230. Sobre el río Cacil (Granada).

(1) Detalles en la *Revista de Obras Públicas*, 1.º octubre 1925.

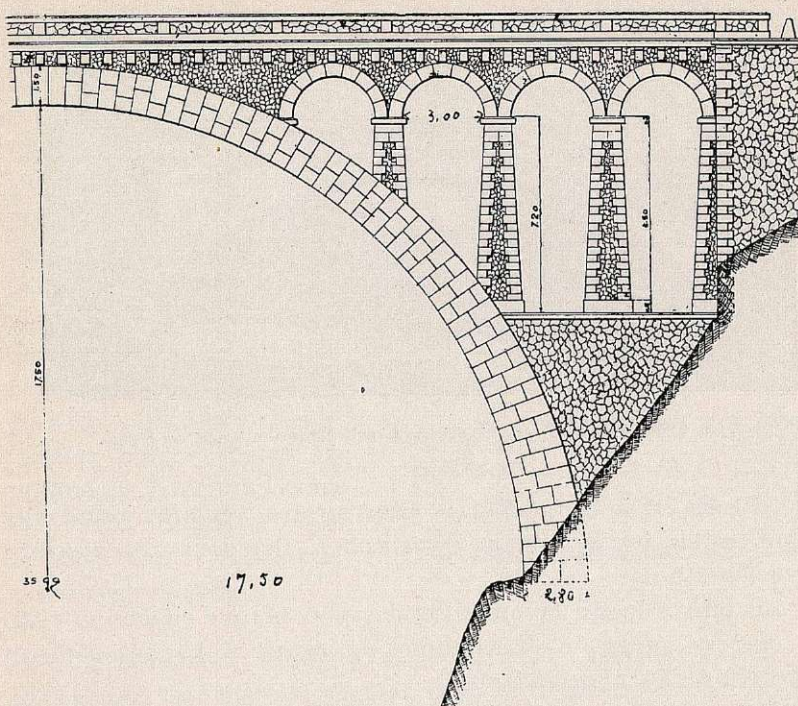


Fig. 231. Puente del Cacín.

El más importante de los puentes españoles de este tipo es el construído sobre el río Cacín, para la carretera de segundo orden de Armilla a Alhama (Granada), terminado en 1909. Proyecto de D. José Peral. Es un arco de medio punto de 35 m. de luz (figuras 230 y 231), de sillería y mampostería careada, a pesar de lo que sólo costó 90.000 pesetas (antes guerra).

Las luces de estos arcos transversales varían de 1,50 a 5 m.

Aunque en algunos puentes se han hecho con arcos rebajados (figuras 232 y 233), nos parecen de mejor efecto, y producen menor empuje, los de medio punto, que son los más empleados

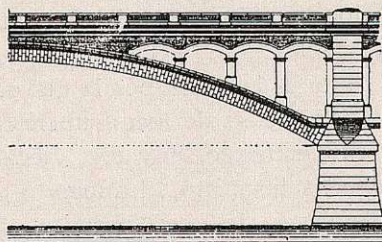


Fig. 232.



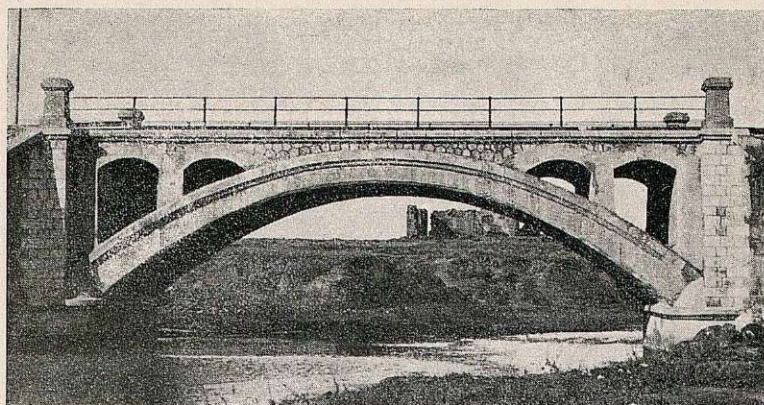


Fig. 233. Sobre el clamor de la Selgua (línea de Zaragoza a Barcelona, Norte).

Ofrecen estos aligeramientos transversales ventajas indudables sobre los longitudinales, que justifican el abandono casi absoluto de estos últimos.

En primer lugar, favorecen el desagüe, porque cuando el nivel de crecidas supera al de arranque de los arcos, las aguas pasan a través de los aligeramientos.

Concentran y reparten las cargas de la bóveda en puntos fijos, pero en toda su anchura, lo que permite asegurarse de la situación de las curvas de presiones.

Por último, constituyen de por sí una decoración racional y sencilla de los tímpanos.

En cambio, ocasionan algún aumento de gasto en los paramentos, por la mano de obra más delicada que exigen esas arca-das vistas.

Esta es la razón por la que sólo conviene aligerar los tímpanos en las bóvedas de luces superiores a 20 m.

Sin embargo, hoy día, ejecutándolos con hormigón en masa, como hemos visto, el aumento de mano de obra se reduce sensiblemente, lo que permite aligerar los arcos hasta en luces de 12 m.

Aligeramientos en los dos sentidos. — Persiguiendo el aumento de ligereza en los tímpanos, se han aligerado algunos puentes en



los dos sentidos, con bóvedas transversales y longitudinales por arista (fig. 234).

Pero se aumenta así singularmente la mano de obra costosa de estos elementos, que hay que construir con gran perfección, y se agudizan los empujes de estas bovedillas, que siempre son un peligro para su estabilidad, por las violentas vibraciones que producen los pesados vehículos o trenes.

Hoy no se ejecutan así, porque el hormigón armado, según luego veremos, resuelve más satisfactoriamente el problema.

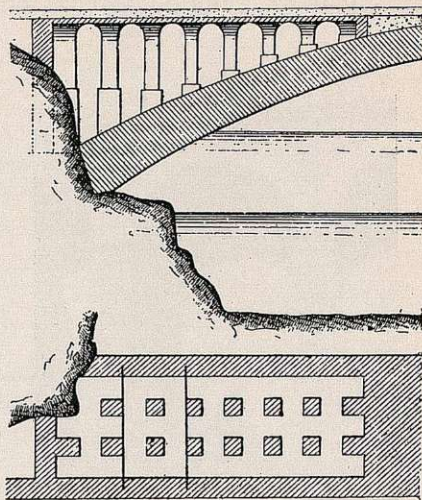


Fig. 234.

Aligeramientos sobre pilas. — Algunos Ingenieros, en los puentes de varios arcos, aligeran todo el tímpano, aun en la parte en que éste descansa sobre el tímpano (figuras 225, 226 y 236).

El autor considera preferible interrumpir los aligeramientos en los paramentos de las pilas, cargando éstas con fábrica barata; considera que así aumenta la componente vertical del peso de la pila y, por tanto, reduce con ello *la oblicuidad del empuje máximo* (cuando un arco está cargado y el adyacente descargado); así se centra más la resultante, mejorándose la estabilidad de pila y cimientó.

Materiales. — Cuando el sillarejo es muy barato, puede emplearse en los paramentos de estos aligeramientos, pero rellenando tímpanos y paredes de pilas con mampostería (fig. 235).

Pero hoy es ya más general ejecutar los tímpanos aligerados con hormigón en masa (fig. 236), como se ha hecho en todos los puentes descritos en el capítulo anterior.

El efecto es análogo al de la piedra natural, y al cabo de muy

pocos años la pátina que adquieren unos y otros impide distinguirlos.

No parece dudosa la elección; repitiéndose los arcos de estos



Fig. 235. Puente sobre el Huebra.



Fig. 236. . Puente-Torre Montalvo.

tímpanos, la mano de obra de sus cimbras y moldeos es muy inferior al del sillarejo y mamposterías, por lo que su reducido coste permite aligerar bóvedas hasta de 12 metros de luz, como dijimos antes.

Aligeramientos de hormigón armado. — En algunos puentes se han reforzado las pilas de hormigón de estos aligeramientos armándolos en toda su altura (fig. 201, pág. 187).

Así se evitan los pandeos de estos débiles apoyos, sometidos a los impactos del paso de los trenes.

Pero entonces nos parece preferible armar todo el tímpano, construyendo también el tablero de hormigón armado, aun sobre bóvedas de fábrica u hormigón en masa.

Puede apoyarse el tablero sobre la bóveda por medio de una de las tres soluciones de la figura 237:

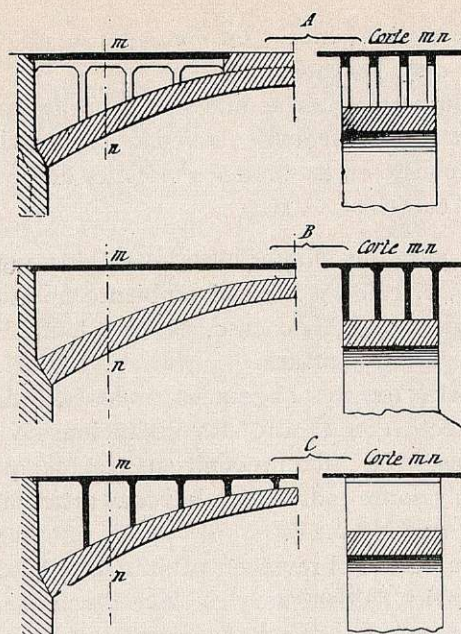


Fig. 237.

- A. El tablero de hormigón armado está constituido por un forjado y nervios longitudinales que se apoyan sobre pilares de igual material.
Es el más ligero y diáfano.
- B. El tablero es un simple forjado que se apoya sobre tabiques longitudinales de hormigón armado.
Su aspecto exterior es de tímpano macizo.
- C. Con tabiques transversales de hormigón armado que sostienen un simple forjado.

Ya estudiaremos en la tercera parte de este tomo otros detalles de estos tímpanos de hormigón armado, y las razones que nos aconsejan hoy dar casi siempre la preferencia a esta última disposición, que ofrece las ventajas que enumeramos ya al describir los aligeramientos transversales de fábrica, y *reduce el peso muerto del puente*, distribuyéndolo mejor sobre los arcos principales.

Ofrecen además estos tímpanos de hormigón armado otra ventaja muy apreciable: la de que *permiten con gran facilidad disponer una parte del tablero en voladizo*, por lo menos en los andenes, sobre los que no han de actuar sino sobrecargas uniformes. Así



pueden estrecharse las bóvedas y los cimientos de apoyos y se reduce sensiblemente el coste del puente.

Por tales ventajas, el autor preconiza y practica los tímpanos de hormigón armado aun sobre bóvedas de hormigón en masa, y así las ha propuesto en los Modelos oficiales de puentes de ferrocarriles. (Véase capítulo XVII.)

Dispositivos para las dilataciones.— En los puentes macizos de tipo antiguo, el calor y frío del ambiente no alcanzan apenas sus partes interiores; en todo caso, es muy lenta la propagación de los cambios de temperatura.

En los actuales puentes aligerados, todos sus elementos están en contacto directo con el aire; las dilataciones y contracciones son más sensibles, y hay que prevenir sus efectos, que se agudizan en los tímpanos y sobre todo en las bóvedas articuladas, que estudiaremos en el capítulo XIV.

Cuando en invierno sobrevienen súbitamente fríos prolongados, los arcos principales se contraen, la clave descende y el tímpano se abre verticalmente encima de los arranques de aquéllos.

Si los aligeramientos se prolongan sobre las pilas o estribos, aquéllos se agrietan con frecuencia.

En muchos puentes con luces inferiores a 30 metros no se han

tomado precauciones contra estas dilataciones, pero el autor ha propuesto, y han sido aceptados por la Dirección de Obras públicas para los Modelos de puentes en arco de hormigón armado, los dispositivos siguientes:

En los puentes de luces inferiores a 25 metros, se apoya el extremo del nervio del tablero sobre el estribo (figura 238) por intermedio de una chapa de plomo (1).

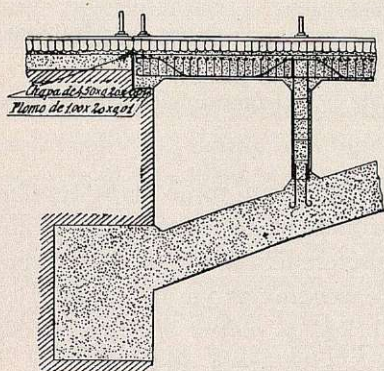


FIG. 238.

(1) Están especificadas estas precauciones en los artículos 11 y 22 del *Pliego de condiciones facultativas particulares* para los puentes en arco de hormigón armado para carreteras. (Véase Apéndice número 6 del tomo I.)

En los puentes de 25 metros de luz en adelante (fig. 239), los extremos de los tableros se apoyan sobre los tabiques inmediatos a los apoyos, cuyos tabiques, que llevarán la armadura conveniente, seguirán las variaciones térmicas del tablero. Quedará, pues, este primer tabique separado del estribo.

En ambos casos, y para evitar que en la junta de dilatación, que existirá entre los forjados de apoyos y tablero, se intercale la arena de la calzada o balasto, se recubrirá la junta con una chapa de palastro de $0,20 \times 0,01$, y con la longitud que tenga el pavimento.

Ya dijimos al ocuparnos de las calzadas (pág. 89) que cuando éstas se adoquinen con mortero portland deberá adoptarse la precaución de sentar sobre arena limpia las filas de adoquines inmediatas a las juntas.

Respecto a los anchos de estas juntas, que deberán dejarse en todos los paramentos de pilas y estribos, dependerán de las longitudes de los tableros, de las temperaturas con que se construyan esas zonas de forjados y de las oscilaciones térmicas máximas que se observen en la localidad; no necesitarán exceder de unos tres centímetros.

Esta última disposición fué propuesta por el autor en su Proyecto del puente de San Telmo, sobre el Guadalquivir, en Sevilla, para sus arcos de hormigón armado de 45 m. de luz, y así se está construyendo.

Nos parece la más eficaz, sencilla y económica de cuantas se han imaginado, según comprobaremos en los capítulos siguientes, cuando describamos los dispositivos empleados en algunas grandes bóvedas.

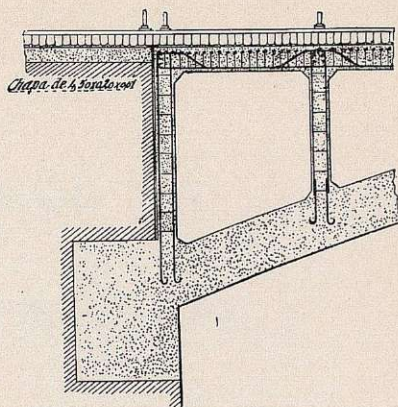


Fig. 239.



CAPÍTULO XII

GRANDES BOVEDAS

§ I. — Definiciones.

§ II. — De piedra y ladrillo.

Puente de Saint-Sauveur (Francia). — Puentes Aníbal y del Diablo (Italia). — Puentes de Lavour y Antoinette (Francia). — Puente de Salcano (Austria). — Puente de Plauen (Sajonia). — Puentes de Orleans, Gour-Noir y Montanges (Francia). — Puente de Cinuskel (Suiza). — Puente sobre la Vouga (Portugal).

§ III. — De hormigón en masa.

Puentes de Big-Muddy, Baltimore y Wáshington (Estados Unidos). — Puentes de Guggersback y Wiesen (Suiza). — Bóvedas alemanas rebajadas.

§ IV. — Conclusiones.

§ I. — Definiciones

De acuerdo con Sejourné, clasificamos como *grandes bóvedas* todas aquéllas de 40 metros de luz en adelante, *ya sean construídas con piedra natural*, sillerías, sillarejos y mamposterías, *ya con piedra artificial*, hormigón en masa o ladrillo.

En este capítulo sólo estudiaremos las *bóvedas continuas* en todo el ancho de la obra e *inarticuladas*, es decir, aquéllas que se pueden considerar como *empotradas* en el terreno o cimientos.



En el capítulo siguiente estudiaremos las grandes bóvedas constituidas por *arcos gemelos*, y en el capítulo XIV, las *bóvedas articuladas*.

En todas estas grandes bóvedas los tímpanos y plataformas podrán ser de fábricas ordinarias o de hormigón armado.

Reservamos para la tercera parte de este libro el estudio de los *grandes arcos de hormigón armado*.

Describiremos una selección de puentes de cada uno de aquellos tipos, para deducir en cada capítulo las enseñanzas que de su examen se deriven (1).

§ II. — Puentes de piedra y ladrillo

Puente de Saint-Sauveur (Altos Pirineos), sobre el río de Pau.

Construido en 1861, para la carretera de Pau a Barèges (figuras 240 a 242).

Arco de medio punto de 42 m. de luz; la rasante está a 65,50 m. del fondo del barranco.

Bóveda de sillería, tímpanos de mampostería ordinaria con mortero común, adicionado con 1/10 de cemento.

La imposta es convexa, en arco de círculo.

Se utilizan las ménsulas decorativas de la imposta para volar los andenes en 0,60 m., lo que ha permitido reducir el ancho de la bóveda a 5 m.

Barandillas de hierro fundido.

Los tímpanos se han aligerado longitudinalmente.

Es el arco que pedía el terreno; costó 318.000 francos, de los

(1) Un gran número de los ejemplos que presentamos se han extractado de la grandiosa obra *Grandes voûtes*, del ilustre Ingeniero M. Paul Sejourné, de que dimos cuenta en la *Revista de Obras Públicas* de 10 de mayo de 1917.

Se compone de seis grandes tomos, con innumerables fotografías y grabados, en que se describen con todo detalle las 263 grandes bóvedas de más de 40 m. de luz, de las que 88 son articuladas, construidas en el mundo hasta 1916.

El Ingeniero que tenga que proyectar algún puente de esta clase debe estudiar el libro de Sejourné. En el nuestro, por lo que a estas grandes bóvedas se refiere, sólo podemos resumir las enseñanzas de tan esclarecido colega de profesorado, al que constantemente debemos citar.



Puente Aníbal, sobre el Vulturno, cerca de Capua (Italia) (1). Terminado en 1869. Ingeniero: Giustino Fiocca.

Tiene un arco elíptico de 55 m., con capialzados; dos aligeramientos visibles en los estribos, y otros transversales en los tímpanos (figuras 243 y 244).

La bóveda y tímpanos son de ladrillo; el resto, de sillarejo.

La disposición es viciosa, por la enorme longitud de los estribos y haber reservado el sillarejo para los estribos, que sufren menores presiones que la bóveda.

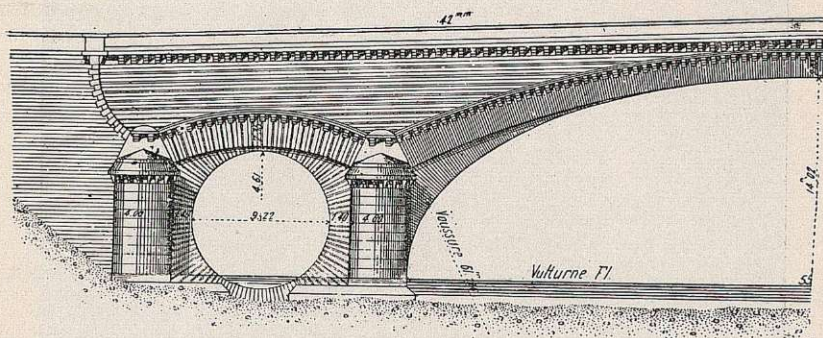


Fig. 243. Puente Aníbal.

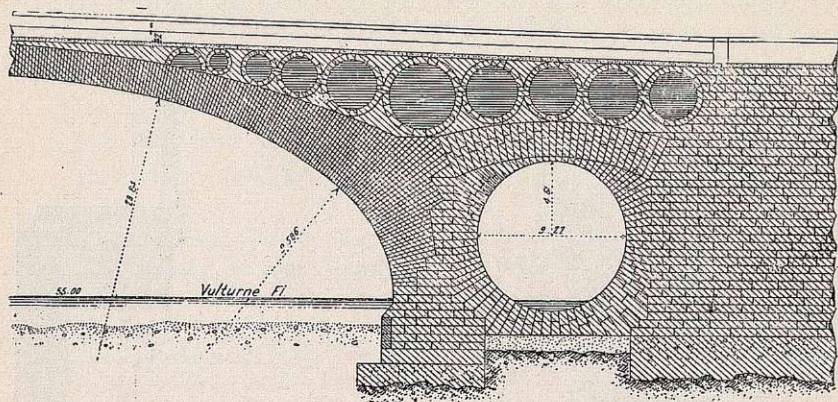


Fig. 244. Sección por el eje.

(1) *Grandes voûtes*, tomo I, páginas 112 y 117.



Puente del Diablo, sobre el Sele, en Salerno (Italia).

Terminado en 1873 (fig. 245).

El mismo Ingeniero Giustino Fiocca proyectó otro puente elíptico de igual luz, 55 m., que sigue siendo el de mayor luz entre los elípticos de fábrica.

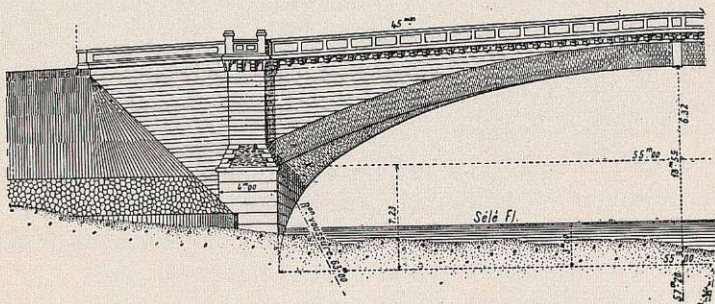


Fig. 245. Puente del Diablo (Italia).

La bóveda y sus capialzados son de ladrillo.

También se aligeraron los tímpanos interiormente, como en el puente Aníbal.

Creemos que estos dos puentes, que necesitaron estribos muy considerables, pudieran haberse construido, con sensible economía, con dos bóvedas cada uno y una pila en el centro de esos ríos, que son de escaso caudal en verano.

Es evidente que su autor se propuso proyectar las mayores bóvedas de su país, ocasionando con ello un sensible aumento de gasto.



Puentes de Lavour y Antoinette, sobre el Agout (1).

Construídos los años 1882-84, para el ferrocarril de Montauban a Castres.

Proyecto y ejecución: Ingeniero M. Sejourné.

Costaron 485.000 y 224.000 francos, respectivamente.

El primero es casi un medio punto de 61,50 m. de luz; el de Antoinette, un arco circular de 50 m.

La proximidad de otro gran puente del siglo XVIII, de un solo arco, incitó a construir en Lavour una gran bóveda de sillarejo en tres roscas (figuras 246 y 247).

Resultó el de Lavour un puente monumental, admirablemente proporcionado y con refinada decoración; el de Antoinette (figura 248), de aspecto más ligero, con sus tímpanos y pretiles de ladrillo.

Ambos iniciaron un nuevo estilo constructivo de los puentes, y honran a la Ingeniería francesa y a su autor.

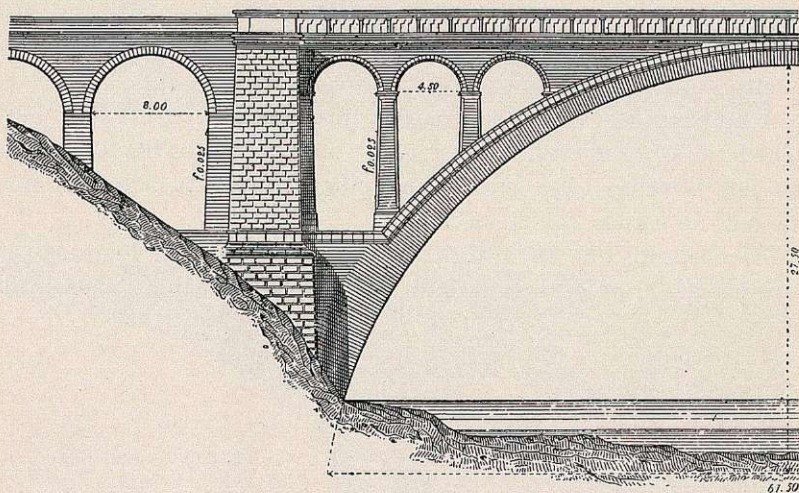


Fig. 246. Puente de Lavour.

(1) Detalles en Sejourné: *Grandes voûtes*, tomo II, páginas 136 a 156.

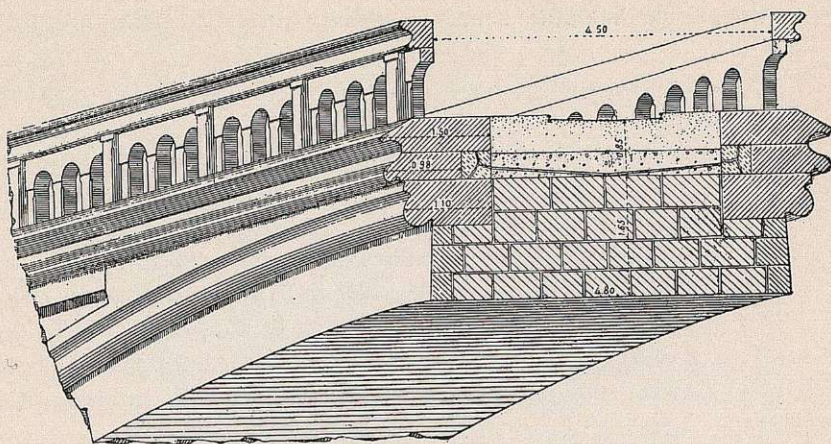


Fig. 247. Sección por la clave y detalles del puente de Lavaur.

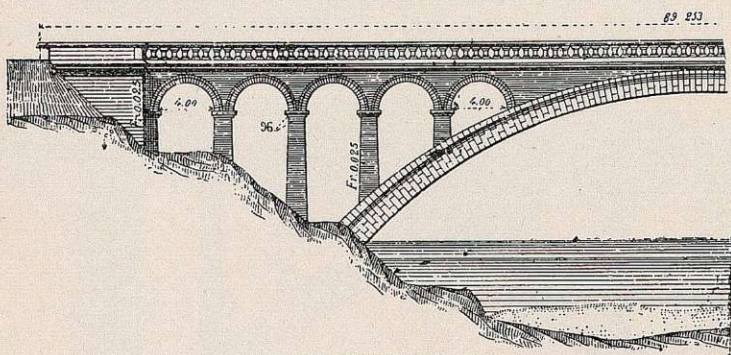


Fig. 248. Puente Antoinette.

Estos puentes fueron los primeros que se construyeron por roscas en sillarejo, con perfeccionamientos de ejecución, que aseguraron la supresión casi absoluta de asentos, a pesar de las grandes luces de las bóvedas.

En el tomo IV los detallaremos.



Puente de Salcano, sobre el Isonzo (antes Austria, hoy Italia).

Para el ferrocarril de Asshing a Trieste, se construyó en 1904-06 esta gran bóveda de 85 m. de luz (fig. 249).

El arco principal, de sillería caliza, en toda su anchura, resistiendo a 1.200 kg.; el máximo trabajo en las juntas de rotura es de 51 kg.; mortero de 1×3 .

El resto del puente es de sillarejo y mampostería.

El coste de la obra fué considerable: de 975.030 francos, en 1906.

La gran luz del arco aconsejó apoyar la cimbra en medio del río, y para ello se cimentó dicho apoyo con aire comprimido a 9 m. bajo el estiaje; esta pila costó 143.000 francos, y la cimbra, otro tanto.

¡Cuánto mejor hubiera valido aprovechar ese cimiento para elevar una pila y sustituir el arco de 85 m. por dos de 40 m., que aun hubieran podido reducirse, utilizando las rocas que afloran en una margen! Siempre el afán de batir *records* de luces.

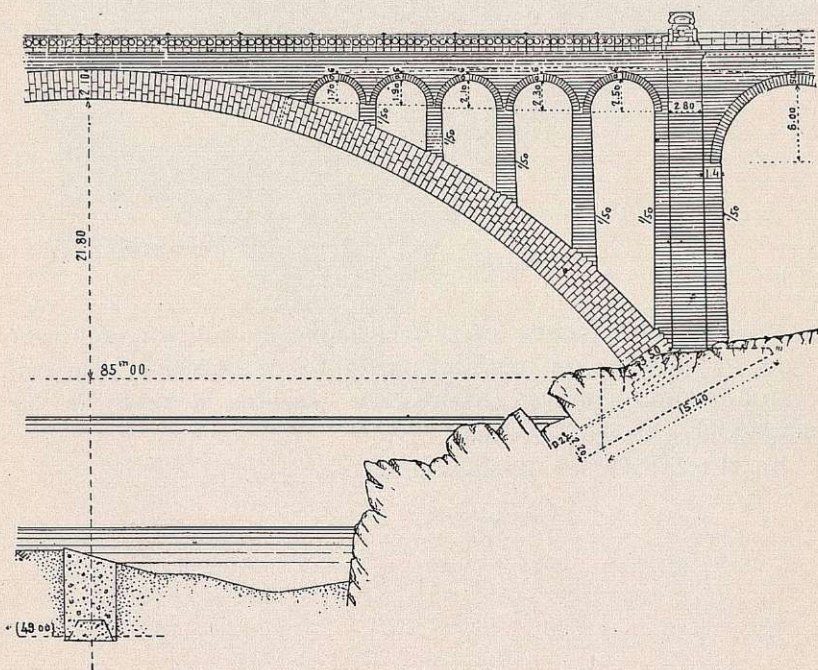


Fig. 249, Puente de Salcano.



Puente de Plauén (Sajonia) (1).

Terminado en 1905. Ingenieros: Liebold y Cía.

Ha sido, hasta hace pocos años, el puente de fábrica de mayor luz del mundo (90 m.) (fig. 250).

Es para una calle, con ancho de 17 m.

Pero no está justificada tan excepcional dimensión, pues ni tiene perspectiva, ni debajo hay río, y sobra sitio para otras pilas, fáciles de cimentar.

Se quiso hacer un puente colosal, y costó 615.000 francos oro antes de la guerra. Hoy costaría el triple.

Tampoco es feliz su decoración, ni sus aligeramientos, que parecen destinados al alcantarillado de la población.

La bóveda se ejecutó con sillarejo muy duro, con más de 40 por 100 de mortero. Es casi hormigón.

En los paramentos se han simulado gruesos sillares. La obsesión de lo colosal.

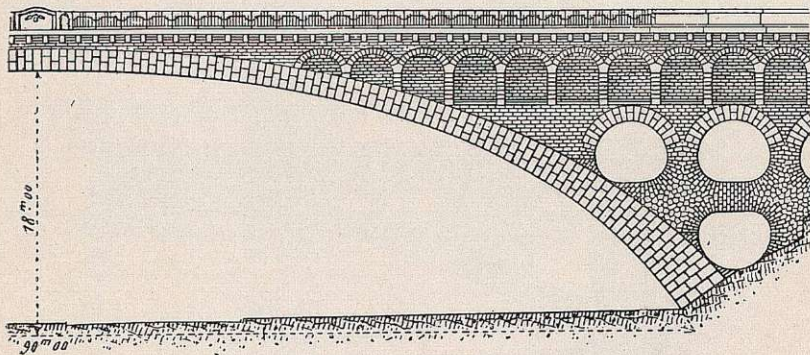


Fig. 250. Puente de Plauén.

(1) *Grandes vouîtes*, tomo III, página 52. Véase su fotografía en nuestro tomo I, página 140.



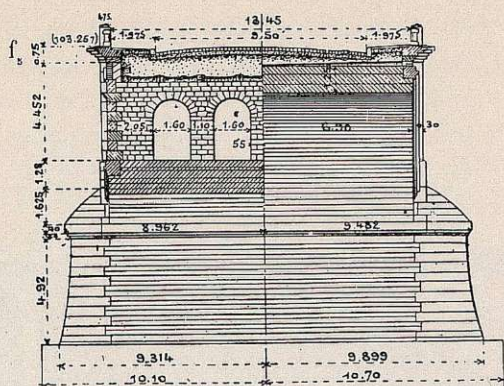
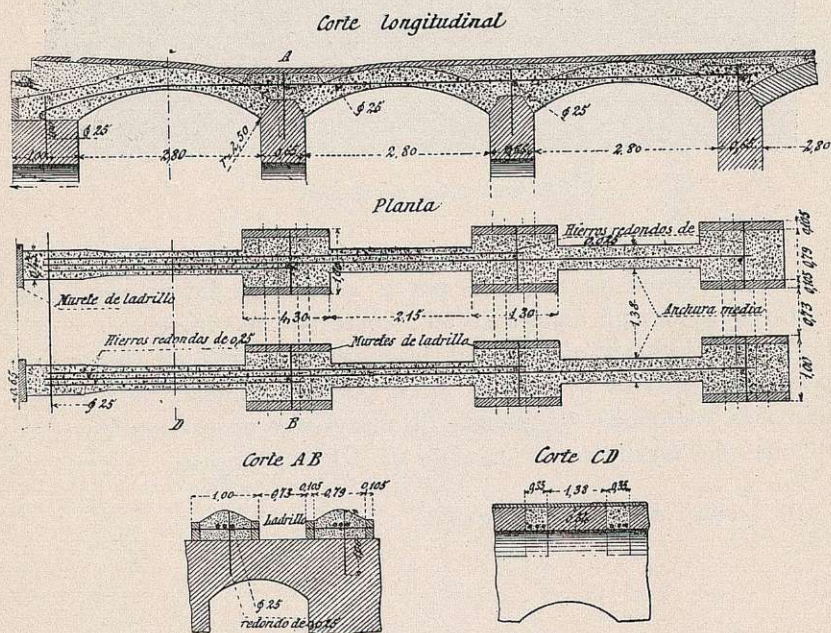
Fig. 252. Semisecciones por $x x$ y por la clave.

Fig. 253. Disposición para la dilatación de los timpanos.



Puente de Gour-Noir (Correze, Francia) (1) (fig. 254).
Línea de Limoges a Brives (simple vía), con truido en 1899.

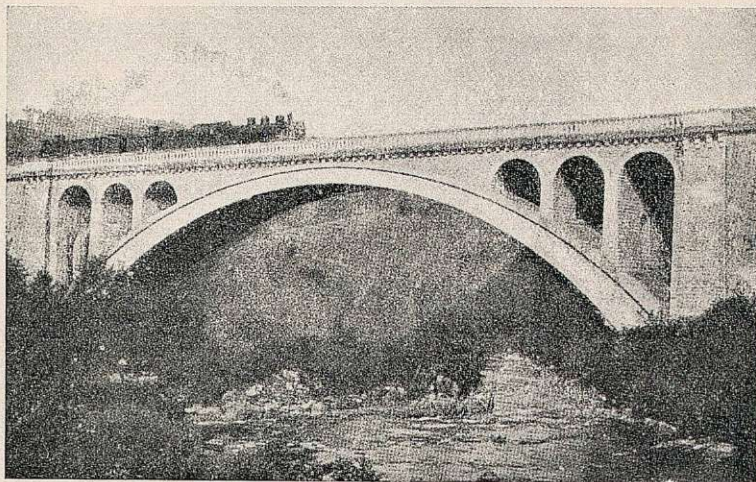


Fig. 254. Puente de Gour-Noir.

Es una imitación del puente de Lavaur y todo de sillarejo.

Se justificó la luz de 62 m. por la oblicuidad del trazado, que corta al río con un ángulo de 56° . Costó 534.000 francos.

Pero el lecho granítico y al descubierto del río, en el que era tan fácil construir una o dos pilas, permite afirmar que hubiese sido más económico un puente de dos o tres arcos, con bóvedas oblicuas de hormigón en masa de 20 ó 30 m. de luz.

(1) *Grandes voûtes*, tomo III, página 103.



Puente de Montanges (Ain, Francia) (1).

Terminado en 1910. Ingeniero: M. Picard (fig. 255).

Está, en cambio, justificada la luz de 80 m. de este puente, cuya rasante se encuentra a 62 m. sobre el lecho del río, con laderas en roca casi verticales.

Tiene 6,20 m. de anchura entre barandillas y sirve para una carretera y un ferrocarril de 1 m.

Costó 355.000 francos (en 1910).

Es todo de sillarejo, y la cimbra, por su excepcional altura, así como las precauciones de construcción, fueron muy bien estudiadas, por lo que daremos detalles de su ejecución en el tomo IV.

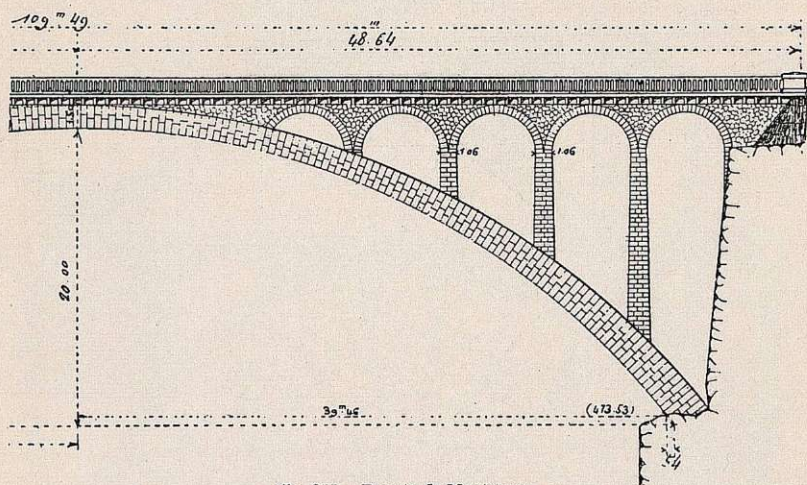


Fig. 255. Puente de Montanges.

(1) *Grandes voûtes*, tomo III, página 62.

Puente de Cinuskel, sobre el Inn (Engandina, Suiza) (1).

Construido en 1912, para el ferrocarril de Bevers a Schuls (figura 256).

Proyecto de M. Hans Studer.

La directriz de su arco central es la curva de presiones por el peso propio.

Los radios de intradós y trasdós son más pequeños en el centro del arco que en los riñones.

Toda la obra es de sillarejo.

Se construyó en dos roscas: la de intradós se calculó como un arco elástico para soportar el peso de la segunda.

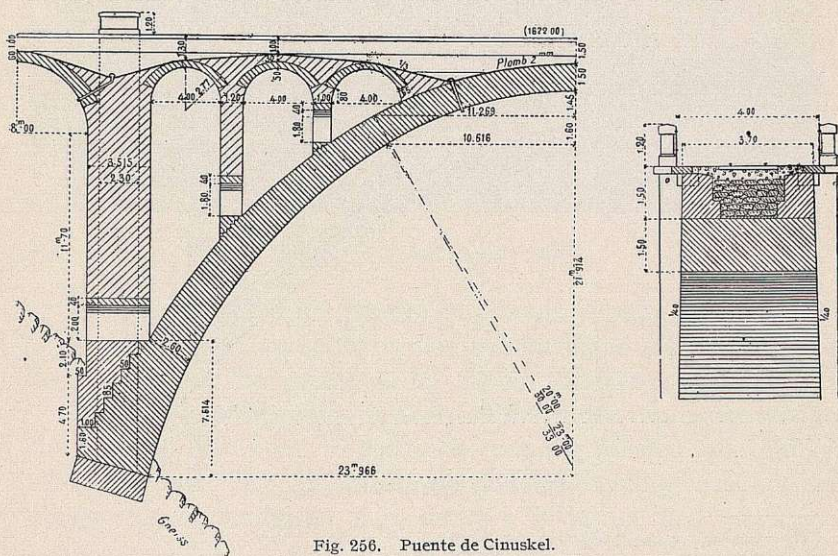


Fig. 256. Puente de Cinuskel.

(1) *Grandes voûtes*, tomo II, página 189.

Puente sobre la Vouga, en Pozo (Portugal) (1).

Construido en 1913, para el ferrocarril de vía estrecha de Sarnada a Vizeu.

Arco carpanel de tres centros (figura 257).

Bóveda de sillarejo y mampostería concertada con mortero a 350 kg.

Gracias al atrevimiento de los tímpanos, la presión máxima en la bóveda principal no excede de 24 kg.

Para un ferrocarril de vía ancha serían exageradas las luces de los aligeramientos.

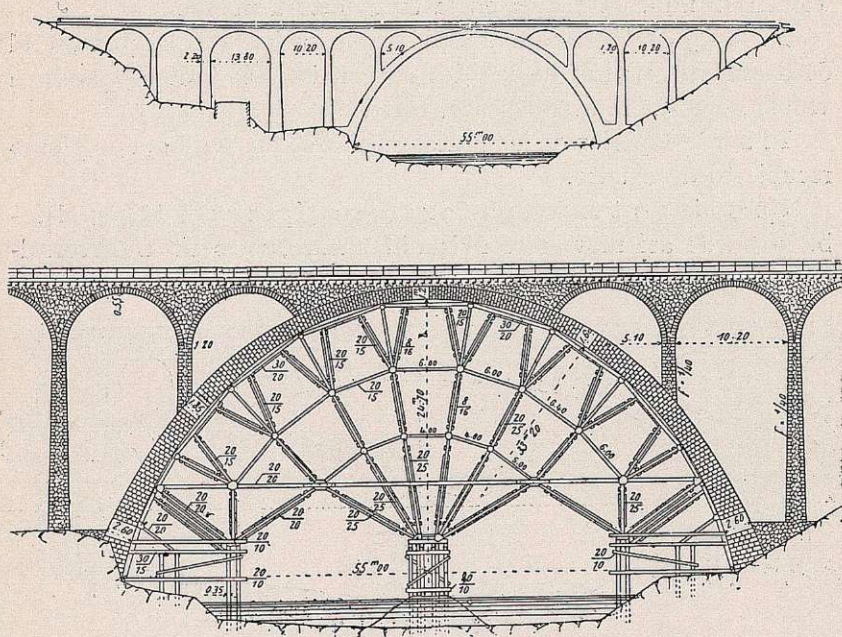


Fig. 257. Puente sobre la Vouga (Portugal).

(1) *Grandes vouites*, tomo VI, página 208.

§ III. — Con hormigón en masa

Puente sobre el Big Muddy (Illinois, E. U.) (1).

Construido en 1903, para el ferrocarril de Chicago a Nueva Orleans.

Ingeniero: H. W. Parkhust.

Tres arcos iguales de 42,672 m. (140 pies); todo de hormigón en masa (fig. 258).

Se han dejado juntas longitudinales J_1 y transversales J_2 (figuras 259 y 260); dos encima de cada pila, una en cada estribo. Tienen 12 mm. de grueso en la temperatura media.

En las J_1 se rellenó con amianto comprimido, que permite el deslizamiento mutuo de las dos superficies; las juntas J_2 llevan varias hojas de amianto bruto, elástico.

El borde superior de las juntas se cierra con una hoja de plomo recubierto de asfalto.

Unos hierros transversales atraviesan J_1 en unos tubos; el tablero puede así moverse longitudinalmente, pero no transversalmente.

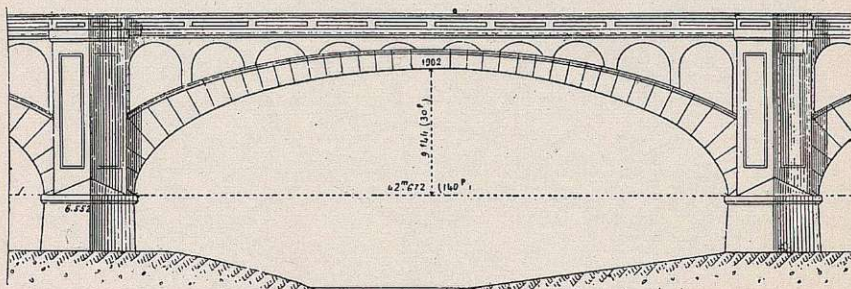


Fig. 258. Puente de Big Muddy.



Fig. 259.

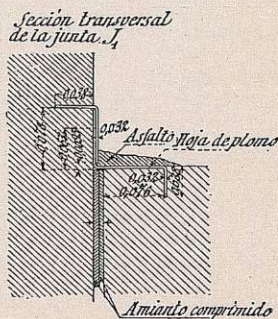


Fig. 260.

(1) Grandes voûtes, tomo I, página 226. *Engineering News*, 12 noviembre 1903.



Puente en Baltimore, Avenida Edmondson (E. U.) (1).

Terminado en 1909. Ingeniero: D. T. Fendall.

Las bóvedas, pilas y paramentos de tímpanos, de hormigón en masa (figuras 261 y 262).

El forjado y pilares que los sostienen en la parte interior, de hormigón armado.

Tiene 17 m. de anchura, y sirve para dos vías férreas, en una mitad, y una calzada de asfalto para vehículos ordinarios.

Se han dejado juntas de dilatación de ranura y lengüeta en los puntos *J* de la sección y semiplanta

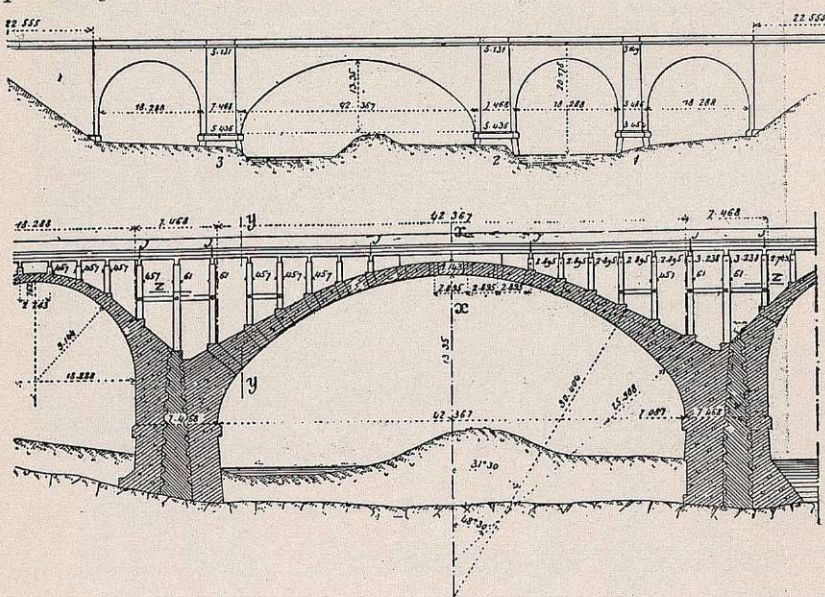


Fig. 261. Sección.

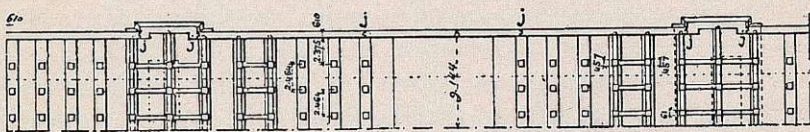


Fig. 262. Semiplanta.

(1) Detalles en *Grandes voûtes*, tomo I, página 122, y *Engineering Records* de 19 junio y 14 agosto 1909.

Puente en Wáshington, Avenida de Connecticut, sobre el Rock Creek (1).

Terminado en 1908. Ingeniero: Georges S. Morison.

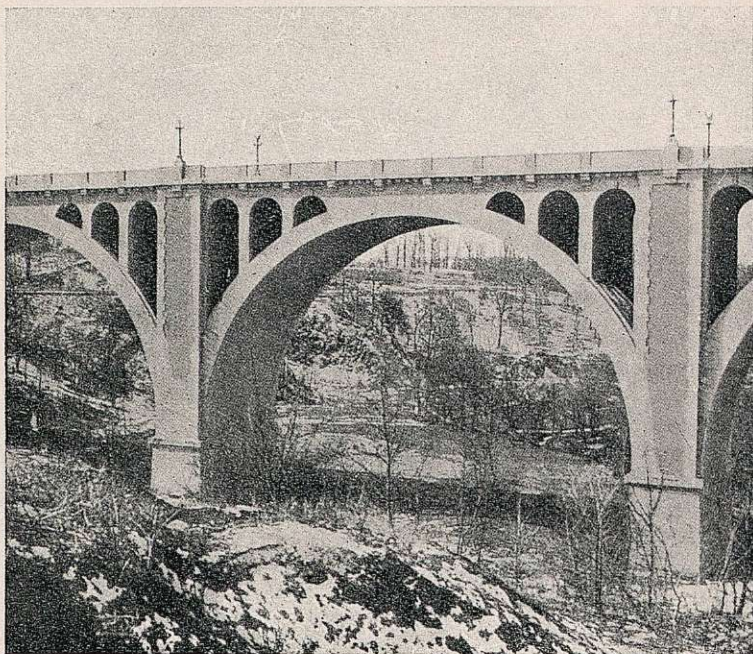


Fig. 263. Puente en Wáshington.

Cinco arcos de medio punto de 45,72 m. (150 pies), y otros dos de 25 m.

Son de sillería artificial, con tizones de 0,50 y 0,70 m., los frentes de arcos, cadenas de pilas, impostas y ménsulas; todo el resto es de hormigón moldeado *in situ* (figuras 263 a 265).

La gran longitud de este puente (378 m., incluyendo estribos extremos) ha obligado a especiales precauciones para contrarrestar los efectos de la temperatura.

Se han dejado, pues, juntas de dilatación en las claves de los arcos principales y en las claves de cada dos arcos de tímpanos.

(1) Detalles en *Grandes voûtes*, tomo I, página 67. *Génie Civil* del 5 septiembre 1908.

Cuando estas últimas juntas se abren, en invierno, las medias bóvedas próximas quedan en voladizo; se sostienen por medio de dos flejes horizontales de 25×100 mm., cortados en cada junta y enlazados entre sí por pernos. (fig. 265).

También se han dispuesto juntas de dilatación en los muros en vuelta y a distancias de 15 m.

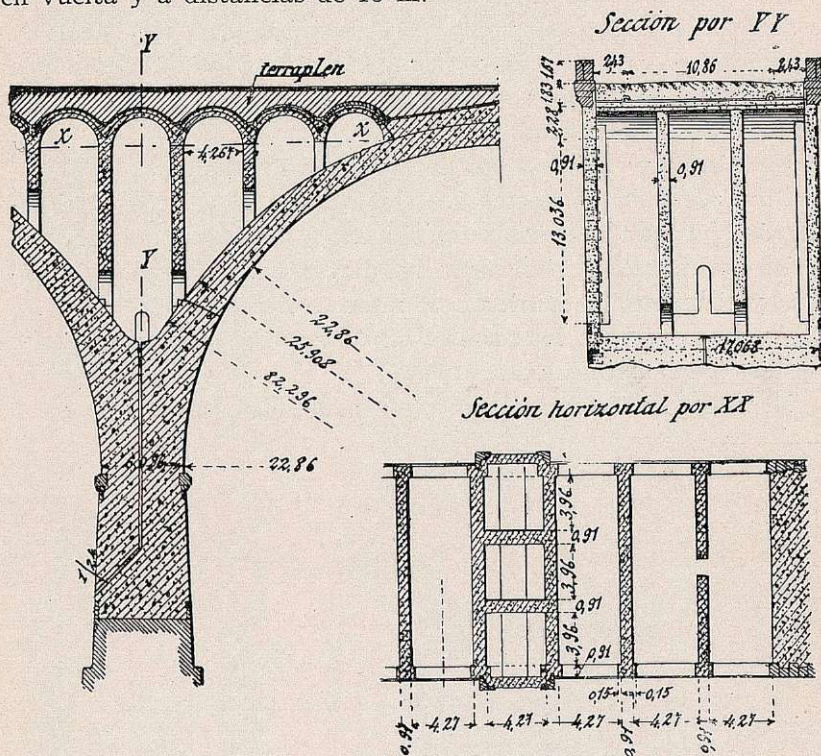


Fig. 264. Puente en Washington

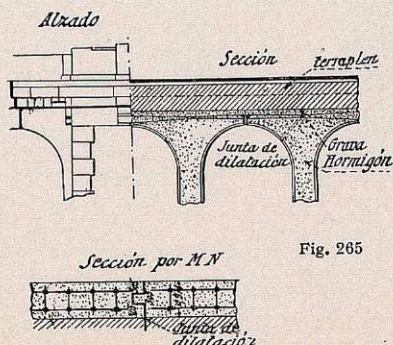


Fig. 265

Puente de Guggersback (Suiza, Cantón de Berna) (1).

Construido en 1906. Ingenieros: Jager y d'Erlach.

La luz es de 50,20 m. Para carretera (fig. 266).

La bóveda, de hormigón en masa. Se apisonó la primera rosca por hiladas aisladas normales al paramento; se apisonaban después las hiladas intermedias, pero con menor tizón; se construía la segunda rosca en los trozos comprendidos entre los pilotes de la cimbra, y, por último, se completaba la bóveda apisonando fuertemente los huecos restantes, escalonándolos para reducir las deformaciones de la cimbra.

El tablero y tabiques son de hormigón armado.

Para prevenir los efectos de la dilatación, se dejaron en el tablerodos juntas transversales recubiertas con chapas de palastro.

La dosificación del hormigón fué de 300 kg. portland, y la bóveda y el tablero se cubrieron de mortero rico.

Aunque aparecen los puentes en la bóveda como de sillería, son de piedra artificial sin retoque.

El trabajo máximo del hormigón es de 35 k. cm².

(1) *Grandes voûtes*, tomo III, página 59.



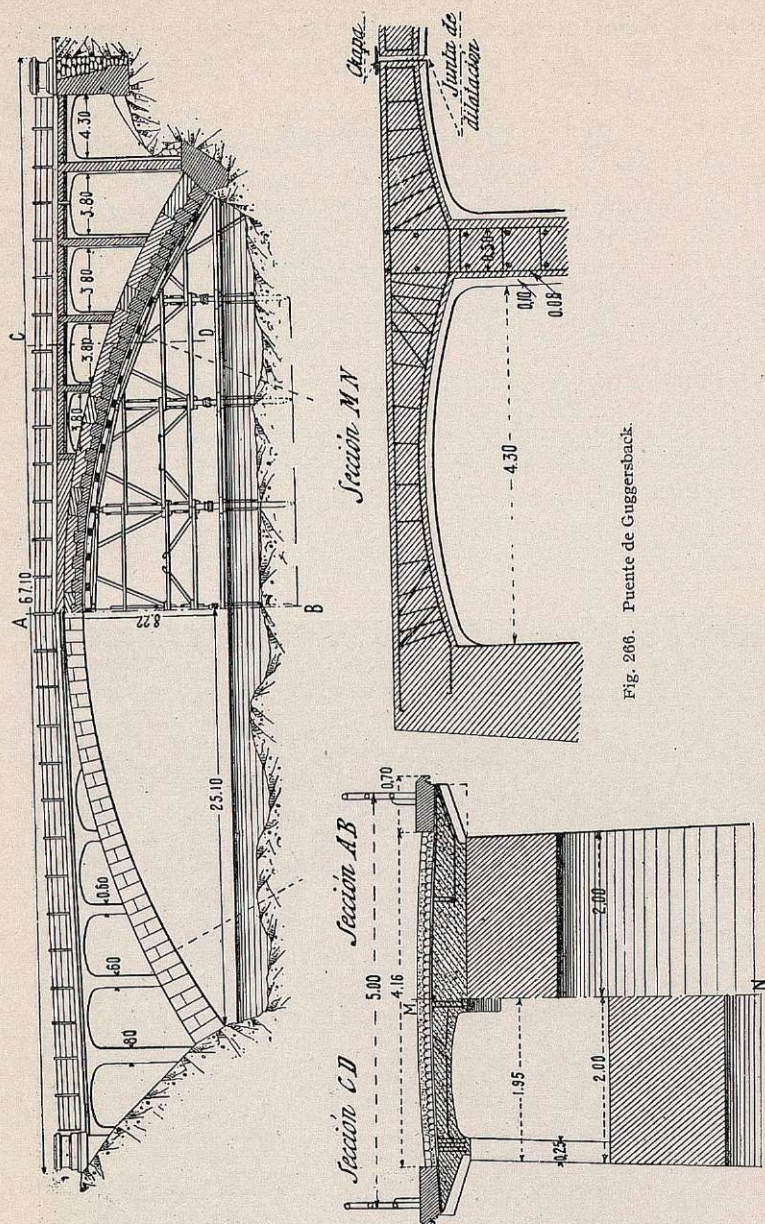


Fig. 266. Puente de Guggersback.

Puente de Wiesen, sobre el Landwasser (Grisones, Suiza) (1). Terminado en 1909, para la línea de Davos a Filisur (simple vía). Ingenieros: Sres. Saluz y Studer.

El intradós y trasdós son arcos *carpaneles peraltados*, de 55 m. de luz, con flecha de 33,33 (fig. 267).

Sólo en una parte de los paramentos se empleó sillarejo natural; el resto, de hormigón moldeado.

Las bóvedas, con dovelas de piedra artificial, de 50×25 cm., con espesores de 15 a 25 cm.

Las dosificaciones de los hormigones fueron:

Para el arco de 55 m., 300 kg. $\times$ 0,550 m.³ de arena y 1,00 m.³ de grava.
 » el » de 20 m., 250 kg. $\times$ 0,450 m.³ de » y 1,00 m.³ de »

Las disposiciones de arcos y pilas son muy parecidas a las del puente de Cinuskel, que antes describimos.

En ambos puentes no hay más decoración que la silueta de los arcos. Están perfectamente concebidos y estudiados.

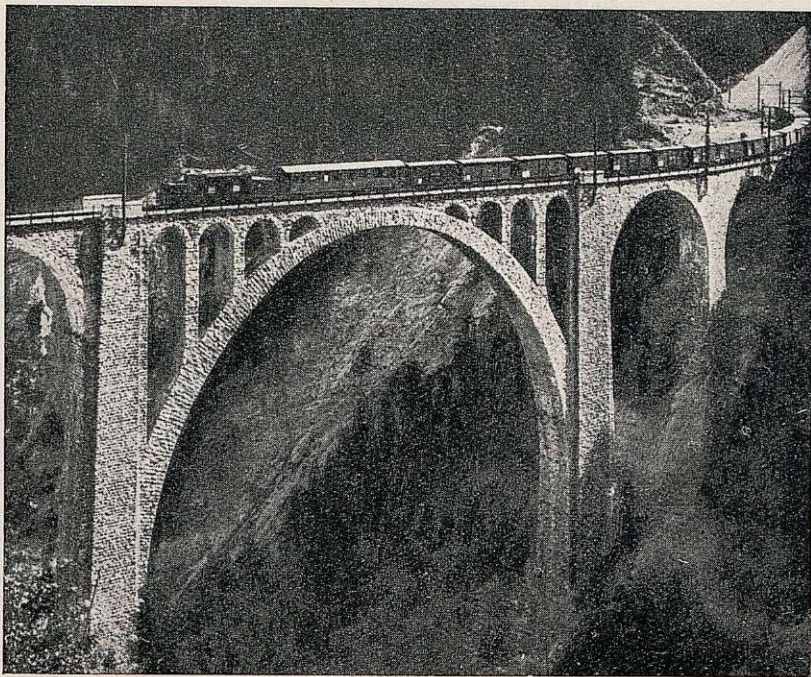


Fig. 267. Puente de Wiesen.

(1) *Grandes voûtes*, tomo I, página 236.

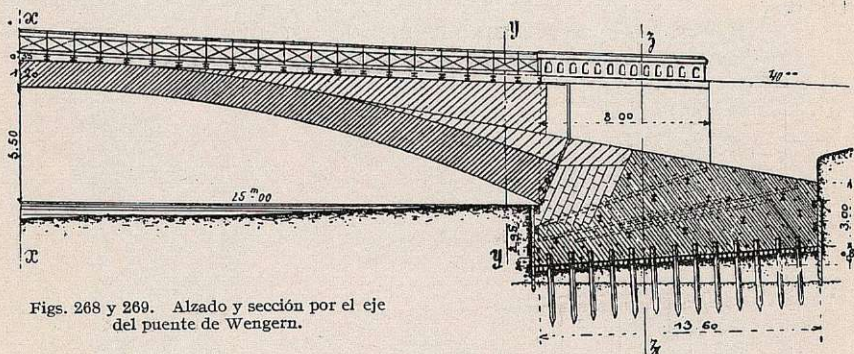
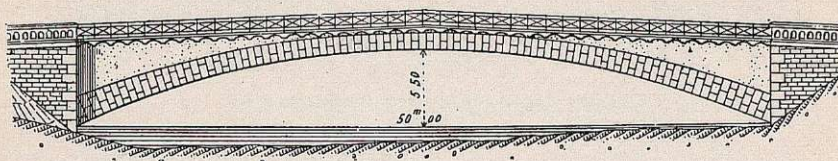
Bóvedas alemanas rebajadas (1). — Se han construido en Alemania un gran número de bóvedas de hormigón, rebajadas del $1/8$ y al $1/10$, y de 40 a 50 m. de luz.

Los tipos más característicos son los siguientes:

El puente de Wengern (figuras 268 a 272), con *tímpanos macizos* y *andenes volados* de 1,15 m., construido en 1904 por la Casa Liebold y Cía.

Sólo se empleó la sillería en ocho hiladas de arranques; en el hormigón del estribo se intercalan varias filas de carriles para solidarizar todo el macizo.

En los paramentos se ha simulado un despiece de la boquilla.



Figs. 268 y 269. Alzado y sección por el eje del puente de Wengern.

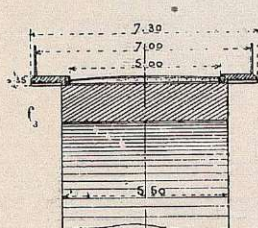


Fig. 270. Por x x.

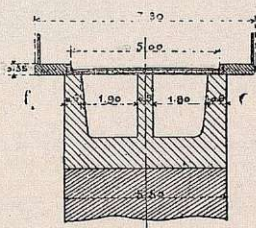


Fig. 271. Por y y.

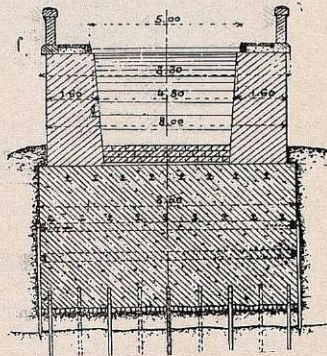


Fig. 272. Por z z.

(1) Más detalles de estas bóvedas en *Grandes volúmenes*, tomo III.

En el puente de Schwusen, de 48 m. de luz (figuras 273 y 274), construido en 1907 por la misma Casa Liebold, se *aligeraron* los tímpanos con bóvedas transversales, y sólo se volaron los andenes en 0,35 m.

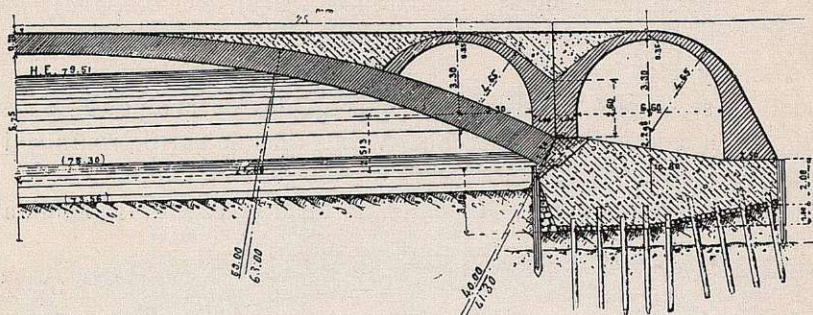


Fig. 273. Puente de Schwusen, sección por el eje.

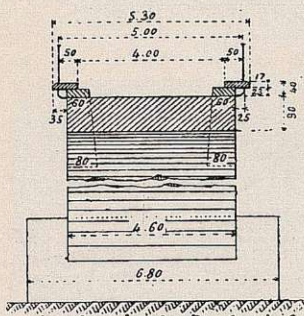


Fig. 274. Sección por la clave.

En el puente de Longuich, construido en 1911 (figuras 275 y 276), el tablero y tímpanos son de hormigón armado, sobre bóvedas y pilas de hormigón en masa.

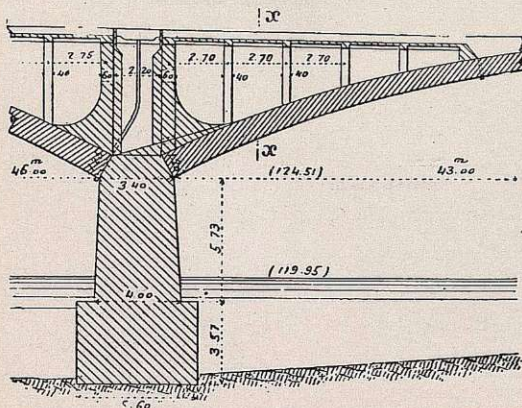


Fig. 275. Puente de Longuich, sección por el eje.

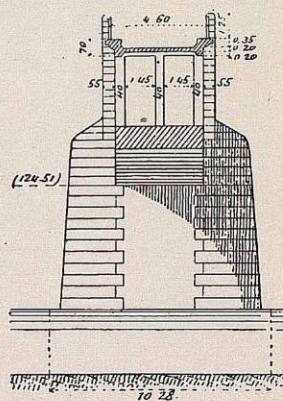


Fig. 276. Sección por x x.



En los de Mehring (fig. 277) y Schweich (fig. 278), construidos en 1904 y 1906 por la misma Casa Liebold y Cía., y ambos con arcos de 46 m. de luz, los aligeramientos se realizaron también en los tímpanos; pero con el hormigón a la vista se ha procurado decorarlos.

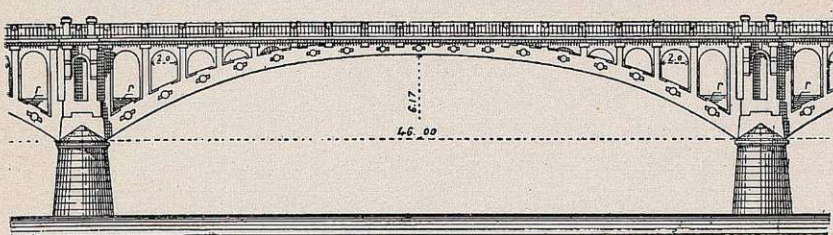


Fig. 277. Puente de Mehring.

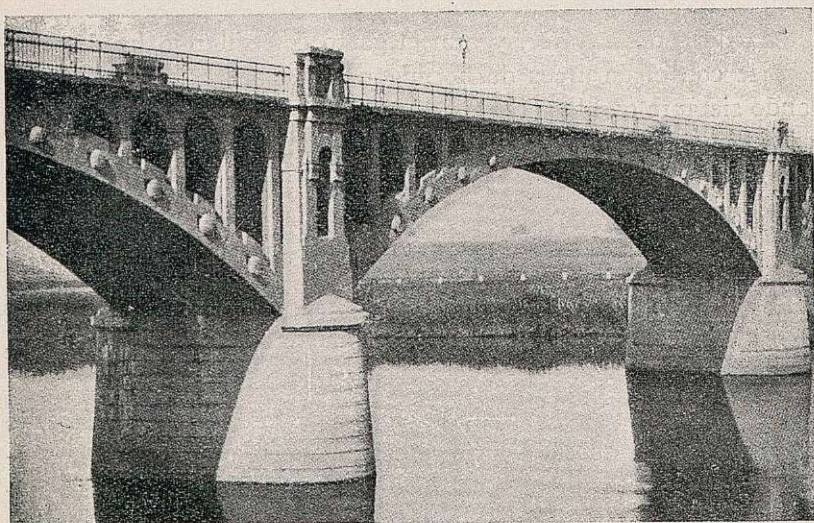


Fig. 278. Puente de Schweich.

§ IV. — Conclusiones

Una gran parte de las grandes bóvedas construidas podían haberse sustituido por arcos de menor luz.

Existe el prurito entre algunos Ingenieros de proyectar la mayor bóveda de la región. Tal tendencia al *record* es costosa para el país y para la administración que confía sus intereses al Ingeniero gestor.



Subsiste también aún el culto a la sillería, aunque ya se transige con el sillarejo.

Pero aumentan los adeptos del hormigón en masa para los puentes, y aunque con más resistencia, se aceptan hasta en ferrocarriles los tableros, los tramos rectos y, en algunos casos, los arcos de hormigón armado.

El éxito de los hormigones en masa o armados consagra la superioridad y ventajas de estos materiales.

Salvo casos muy excepcionales, los Ingenieros deben hoy:

1.º Suprimir las grandes bóvedas, si el estudio de los cimientos demuestra la conveniencia económica de apoyos intermedios; los progresos en el arte de cimentar permiten ahora resolver este problema con más facilidad que en tiempos pasados.

2.º En los casos en que parezcan imponerse las bóvedas de grandes luces, y que se disponga para ellas de buena piedra, la sillería debe descartarse, y aun el gasto con sillarejo ha de compararse con el de arcos de hormigón en masa o armados, recordando siempre que las economías así obtenidas deben capitalizarse a interés compuesto.

3.º Deben estudiarse también otras soluciones de grandes bóvedas, ya sea con arcos gemelos, ya con bóvedas articuladas, ya, y principalmente, con arcos de hormigón armado, que estudiaremos en los capítulos XIII, XIV y XVIII.

En resumen, el autor opina que *serán contadísimos, casi excepcionales, los casos en que convenga emplear grandes bóvedas de fábrica.*

Si no se pudieran reducir las luces a menos de 40 metros, lo más probable es que la solución óptima será la de arcos de hormigón armado, y en algunos casos podrán aún resultar más económicos los tramos metálicos o colgados.



CAPÍTULO XIII

BOVEDAS GEMELAS

§ I. — Consideraciones generales.

Antecedentes históricos. — Exceso de resistencia de las bóvedas continuas. — Principios de las bóvedas gemelas. — Sus ventajas.

§ II. — Descripción de las bóvedas gemelas más importantes.

Puentes de Luxemburgo, des Amidonniers y Sidi-Rached (Francia y Argelia. — Puentes de Walnut Lane, de Cleveland, de Spokane y Nicholson (Estados Unidos). — Puentes del Hôtel Dieu (Lyon) y Ville-neuve (Francia).

§ III. — Conclusiones.

§ I. — Consideraciones generales

Antecedentes históricos. — Ya en algunos puentes romanos las bóvedas de los puentes se constituyeron con anillos de dovelas en contacto por planos verticales, pero sin enlace entre ellos.

Pueden separarse estos anillos y recubrirlos con losas.

En Francia existe un puente de la Edad Media, el de Airvault (1), cuyos arcos estaban constituidos por tres anillos y sus tímpanos paralelos, pero separados entre sí. Los huecos entre estos arcos están recubiertos por losas de piedra.

(1) Citado por Sejourné: *Grandes voûtes*, tomo V, página 69.



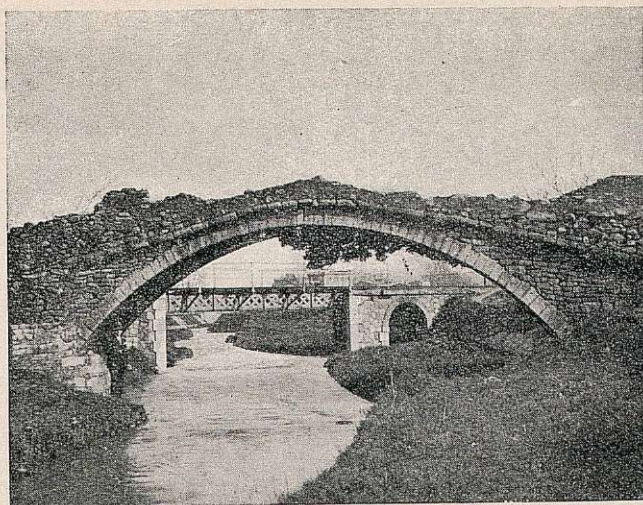


Fig. 279.

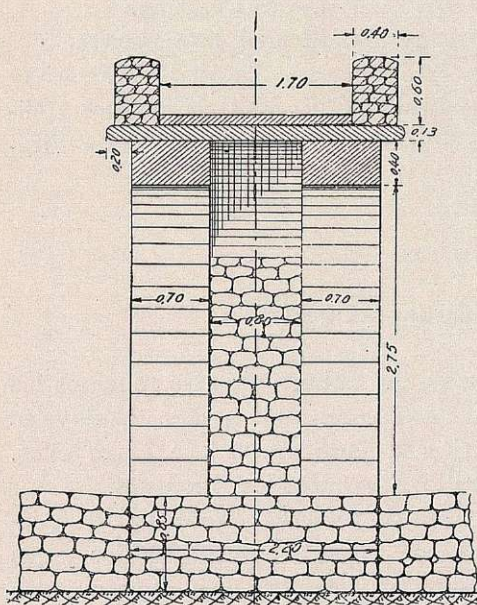


Fig. 280.

En España tenemos también un ejemplar de esta curiosa disposición, el puente llamado del Diablo, sobre el Güell, a medio kilómetro de Gerona (figuras 279 y 280), formado por dos arcos escarzanos de sillarejo, con 10,80 m. de luz, cubiertos con losas calizas que vuelan 0,20 m. sobre los paramentos (1).

No deben extrañar estas disposiciones, que, en definitiva, son análogas a las que se adoptan en la construcción de una casa: para ésta se construyen muros paralelos, en los que se dejan puer-

(1) Este notable ejemplar de nuestro instinto constructivo ha sido resucitado por el Ingeniero D. Federico Moreno en *La Revista de O. P.* de 1.º de abril de 1928, en el que se describe tan interesante puente, que se supone construido a fines del siglo XVIII.

tas y ventanas; encima de estos muros se establece un piso.

Se procede igualmente con los arcos metálicos de los puentes, que son cerchas paralelas, sobre las que se dispone el tablero.

Nuestro ilustre colega Sejourné fué el primero que, percatándose del enorme exceso de resistencia de las bóvedas continuas, imaginó aplicar aquellas antiguas disposiciones a las grandes bóvedas.

Exceso de resistencia de las bóvedas continuas. — Las bóvedas son piezas idealmente constituídas para trabajar a compresión simple.

Tres causas se oponen a que esto se realice estrictamente:

- a) Falta de concordancia mecánica entre la *distribución* del peso propio y la forma del arco.
- b) Las sobrecargas móviles.
- c) Las variaciones de volumen del material.

El progreso de los métodos de cálculo permite evitar la primera. Las otras dos son inevitables.

Así, pues, toda bóveda tiene que estar prevista para resistir flexiones.

Pero la inseguridad, más que la falta de resistencia de tracción, ha proscrito hasta ahora el trabajo de tensión en las fábricas.

Por eso el tamaño del núcleo central viene determinado por la máxima excentricidad de la curva de presiones, y también, por tanto, los espesores de la sección (independientemente de que se hayan alcanzado o no los máximos trabajos unitarios que permita el material empleado).

El aumento de grueso en las bóvedas es, pues, un artificio para luchar contra la flexión.

Consecuencia de ello es que las bóvedas de gran anchura relativa tengan un exceso de resistencia elástica, lo que se traduce en un forzoso y exagerado aumento del coeficiente de seguridad (1).

Es el mismo caso de las piezas que pueden pandear; sus espe-

(1) En las bóvedas de fábrica rara vez se pasa de los 40 kg./cm.², siendo así que son muchas las piedras y morteros que resisten 300 y 400 kg./cm.², habiendo basaltos que llegan a 2.000. De esta forma, el coeficiente de seguridad resulta mucho mayor que el que se suele fijar para el acero, o el de 25 a 28 por 100 de la carga de rotura, que se admite para el hormigón fino para armar.



sores responden a la necesidad de llegar a un determinado momento de inercia, no a la económica de agotar su resistencia unitaria normal.

Principios de las bóvedas gemelas. — Haya o no flexiones importantes, lo frecuente en las bóvedas es que los esfuerzos tangenciales resulten muy pequeños; y si también lo son los normales, por ser la flexión la causa más exigente, puede haber ventaja en aumentar el grueso a expensas del ancho.

Con esta norma se llegaría a la bóveda única de gran peralte y muy pequeño ancho, que atendería en igual o parecido grado a las exigencias de los trabajos normales y tangenciales y de la flexión. Ella sería, desde luego, la solución *teórica* más económica.

No puede, sin embargo, llevarse el principio a tales límites, porque entonces la bóveda carecería, en la mayoría de los casos, de la necesaria rigidez transversal. Hay que dividirla en dos, separándolas, con objeto de ganar, también transversalmente, momento de inercia.

Fué así como nació la idea de las bóvedas gemelas.

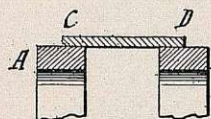


Fig. 281.

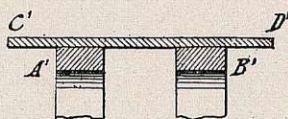


Fig. 282.

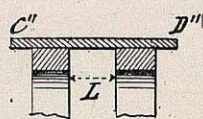


Fig. 283.

Para poder separar las bóvedas gemelas, en el puente representado por la figura 281, se han utilizado losas de piedra.

Empleando para la plataforma otro material flectante más perfecto — metal, o mejor aún hormigón armado —, pueden separarse cuanto se quiera.

Pero si el puente necesita tener un ancho grande, como en la figura 282, superior a la separación de bóvedas que imponga la rigidez transversal, es preferible disminuir la luz L (fig. 283), disponiendo en voladizo los extremos de la plataforma, ya que estas zonas corresponden a los andenes, sometidos a menor sobrecarga que la parte reservada a la calzada o a la vía.

Se puede así conseguir una notable economía en el tablero. Ya se sabe que la flexión máxima que experimenta una pieza

flectante que se apoya sobre dos puntos tiene un mínimo cuando éstos están en una posición intermedia determinada.

Estos son los principios que aplicó M. Sejourné para las bóvedas de fábrica de sus puentes en Luxemburgo y des Amidonniers (1), y, posteriormente, el autor en sus Modelos de puentes en arco de hormigón armado.

Ventajas de las bóvedas gemelas:

a) Economía de material: es en efecto evidente que aun aumentando el espesor A' y B' de los dos arcos (figura 284), la gran reducción de su ancho, con relación a AB , puede producir una sensible disminución del volumen de la bóveda.

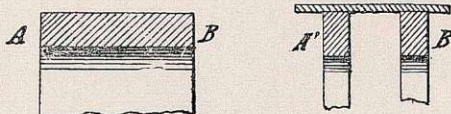


Fig. 284.

b) Reducción de la cimbra al ancho de uno de los dos arcos gemelos. La cimbra del primer arco, después de volteado éste, se traslada al segundo arco. Como el ancho de cada uno de éstos puede ser $1/6$ y aun menos del ancho del puente, casi en esa proporción se economizan las cimbras.

c) De análogas reducciones benefician los anchos de los estribos, pilas y, lo que es más importante aún, de sus cimientos.

Sin embargo, como contrapartida, las bóvedas gemelas tienen un inconveniente, que a veces puede ser insuperable: los efectos producidos por los cambios de volumen del material.

Los factores, que los determinan son: la temperatura, la retracción del fraguado y el estado higrométrico; sus efectos en las bóvedas crecen, aproximadamente, con sus espesores; los trabajos unitarios que originan pueden superar a los producidos por el peso propio y por las sobrecargas.

Entonces no hay más remedio que reducir el peralte, aumentando el ancho; hasta puede ocurrir que convenga proyectar bóvedas continuas, como sucede en nuestros Modelos de puentes en arco de hormigón en masa para ferrocarriles, según justificaremos en el capítulo XVII.

(1) De los que dimos fotos en el tomo I, páginas 131 y 132.

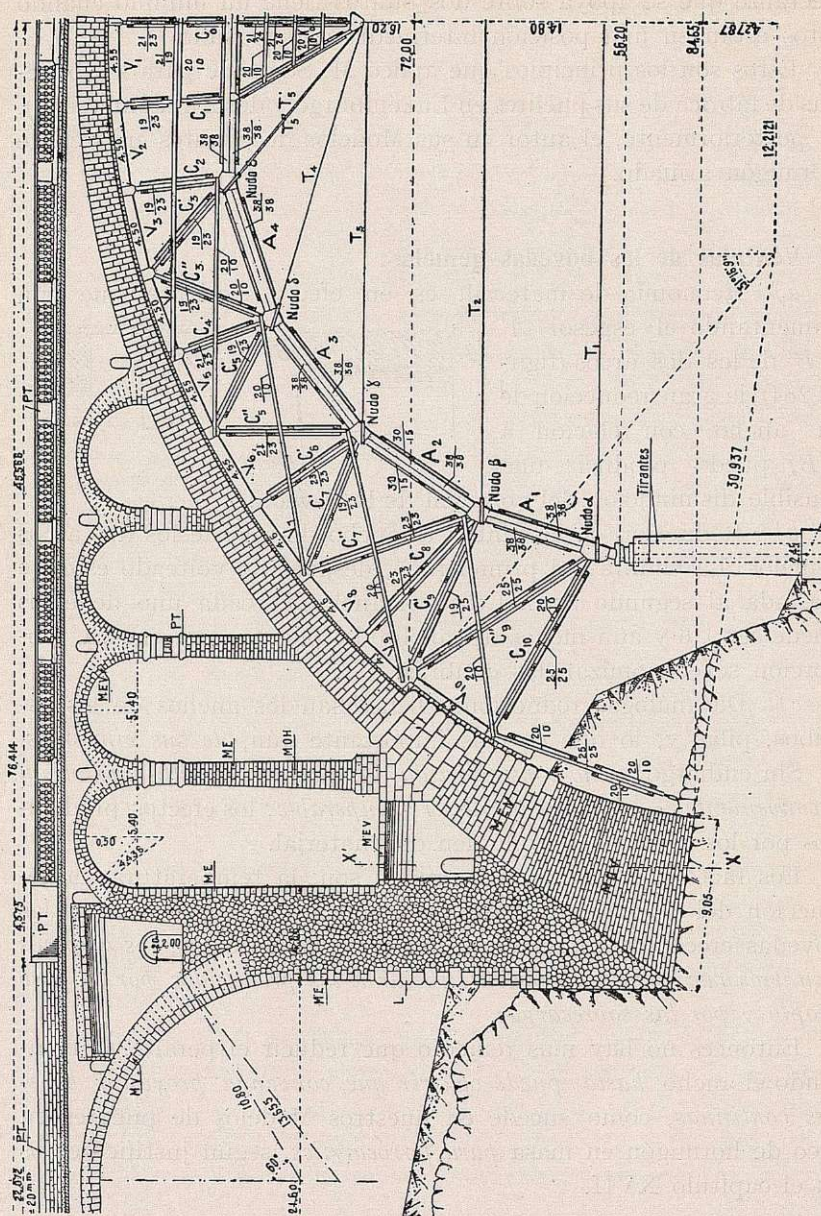


Fig. 285. Puente Adolfo, en Luxemburgo.



§ II. — Descripción de las bóvedas gemelas más importantes

Puente Adolfo (en Luxemburgo) (1). — Para el Boulevard de la Estación, en la capital del Luxemburgo (figuras 285 y 286).

Terminado en 1903. Proyecto y dirección de las obras: Monsieur Sejourné.

Se construyó un gran arco de 84,65 m. de luz, porque la ubicación de la obra exigía un puente monumental.

Las bóvedas son de sillería y sillarejo, de arenisca dura, resistiendo de 1.200 a 1.600 kg./cm.²; los rellenos, de mam-postería.

La curva de intradós es un arco de círculo que se peraltó ligeramente para aproximar las curvas de presiones a la fibra media.

Como fué el primer puente de este tipo, M. Sejourné se contentó con dar al tablero de hormigón armado una luz de 5,92 m., con lo que el ancho de las dos bóvedas es 0,66 del ancho total del puente.

La decoración del puente, tan sobria como elegante, acredita el refinado gusto de nuestro ilustre colega.

El gasto total fué de 1.548.000 francos, para una obra de 153 metros de longitud por 16 m. de anchura; es decir, un gasto por metro cuadrado de puente de 632 francos (en 1903), que no es excesivo, dada la grandiosidad de la obra y su perfecta ejecución.

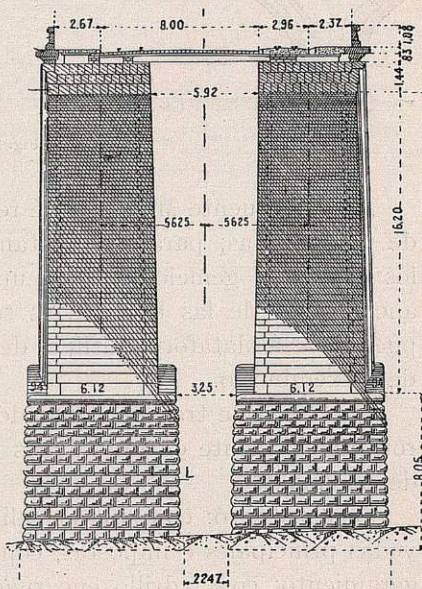


Fig. 286.

(1) En el tomo I, páginas 27 y 131, reproducimos dos fotografías de este puente; en el tomo II, página 65 del libro *Grandes vouîtes* se dan toda clase de detalles.



Puentes des Amidonniers, sobre el Garona, en Toulouse (1). Terminaron las obras en 1910. Proyecto y dirección: M. Sejourné.

Cinco arcos elípticos de 38,50 y 42 m., los laterales, y 46 m. el central (fig. 287).

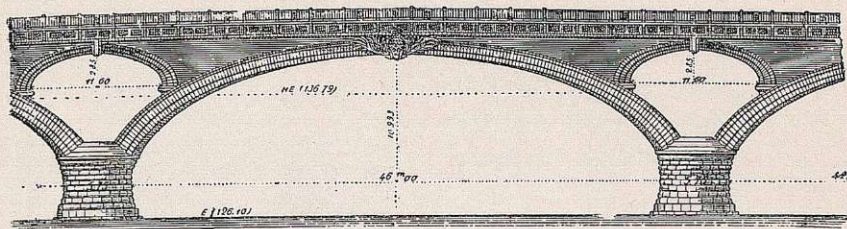


Fig. 287.

En este puente M. Sejourné redujo considerablemente el ancho de las bóvedas; para una distancia entre barandillas de 22 m., los dos arcos gemelos suman un ancho de $3,20 \times 2 = 6,60$. El ancho total de las bóvedas es sólo de 0,30 del ancho total del puente de la plataforma útil; es decir, menos de la mitad del puente de Luxemburgo.

Los arcos de trasdós e intradós son elípticos, pero se deformaron interiormente en los riñones para encuadrar mejor las curvas de presiones.

Se construyó: con sillería caliza, los paramentos de pilas, bóvedas principales e impostas; con ladrillo blanco, los arcos de aligeramiento; con ladrillo encarnado, los tímpanos; con hormigón

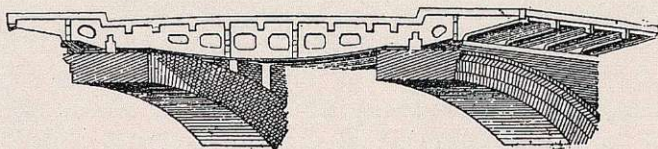


Fig. 288.

armado, el tablero, que está constituido por viguetas aligeradas, que se moldearon en taller, y pequeños largueros.

(1) Detalles: *Grandes voûtes*, tomo I, página 193.

Este tablero ofrece la particularidad (figuras 288 y 289), de que vuela 3,10 m. sobre los tímpanos y de que se apoya libremente sobre éstos por medio de un dispositivo especial de hor-

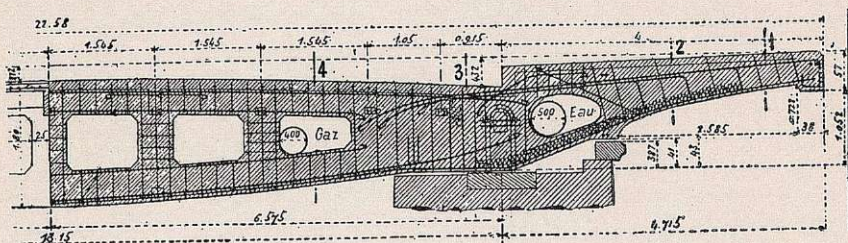


Fig. 289.

migón armado, que permite la libre dilatación de esta enorme plataforma de 230×22 m. de longitud y anchura.

Costó esta obra, lujosamente construída, 1.146.000 francos (anteguerra); es decir, 202 francos el metro cuadrado de puente. Es un coste muy reducido, teniendo en cuenta que hubo que cimentar seis apoyos en el Garona a 5,50 m. bajo el estiaje.

En esta obra M. Sejourné ha evidenciado que puede mantenerse la grandiosidad de este puente, a pesar de los voladizos de cerca de 3 m. que ha dado a los andenes; asimismo la reducción del ancho de las bóvedas alcanza 0,30 m. del ancho total entre barandillas, que es el máximo a que se ha llegado en bóvedas de fábrica.

Puente de Sidi-Rached, en Constantina (Argelia) (1). — Terminado en 1912. Proyecto: MM. Godard y Brisnier.

Recuerda, por su aspecto exterior y disposición, el puente de Luxemburgo, que, evidentemente, lo inspiró (figuras 290 a 292).

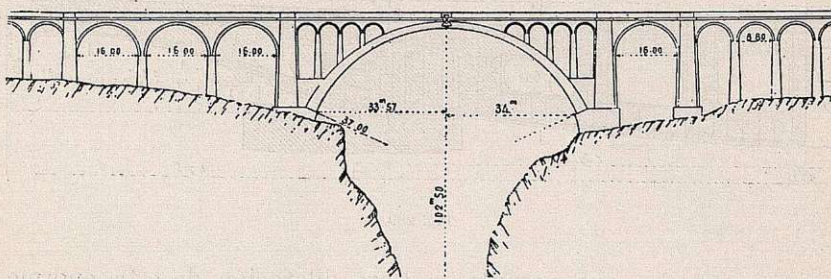


Fig. 290.

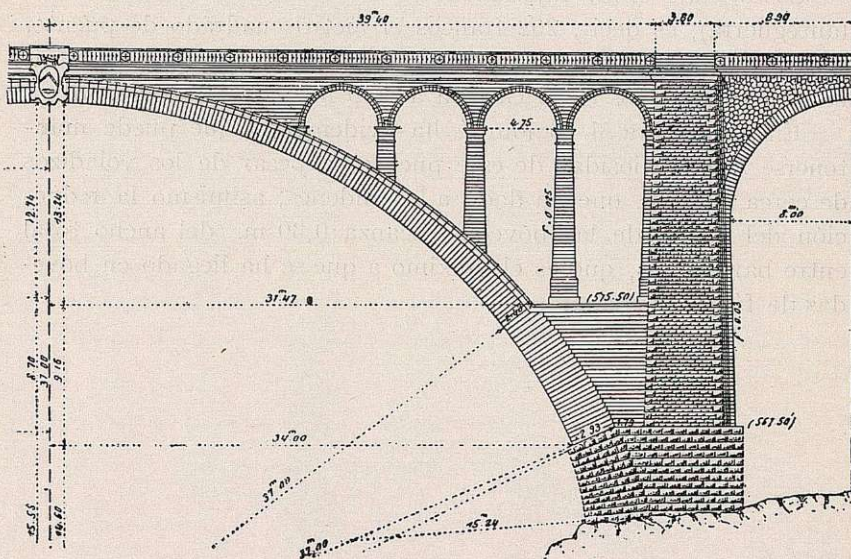


Fig. 291. Puente de Sidi-Rached.

Como aquél, salvo los arranques de las bóvedas principales y ángulos de estribos, que son de sillería, es todo el resto de sillarejo.

(1) Detalles en *Grandes voûtes*, tomo II, página 107.



Asimismo la proporción entre el ancho de bóvedas (2 de 6,125 metros) a la distancia de pretilos (11,76 m.) es de 0,70 m., algo superior a la del puente de Luxemburgo.

Puente de Walnut Lane, en Filadelfia (E. U. A.) (1). — Terminado en 1908. Ingenieros: Webster y Quimby.

Es también muy parecido al puente de Luxemburgo, pero *las bóvedas son de hormigón en masa*, y los tabiques *U* de tímpanos de hormigón armado (figuras 292 a 294).

La relación de bóvedas al ancho total es de 0,64.

El tablero es de hormigón armado, con viguetas en doble T

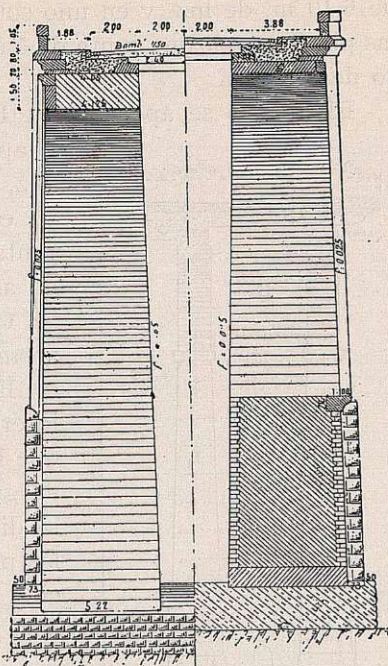


Fig. 291 bis. Puente de Sidi-Rached.

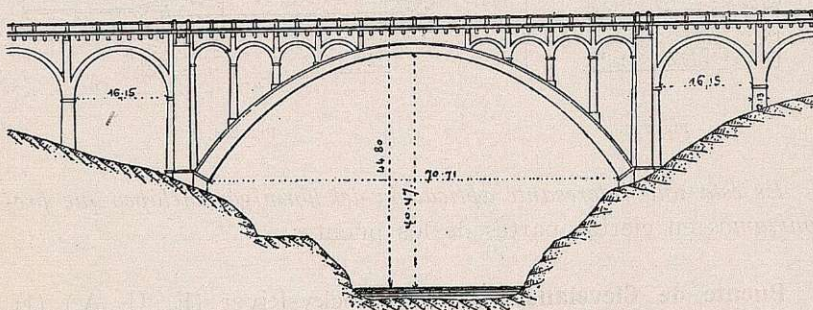


Fig. 292. Puente de Walnut Lane.

de 0,518 m. entre las dos bóvedas principales, y de 0,381 m. entre los arcos de tímpanos.

A su vez, todos los tímpanos de estos arcos de aligeramiento,

(1) Detalles en *Grandes voûtes*, tomo II, página 83.

de 6,10 m. de luz, y en uno solo de sus lados, están separados de las pilastras por una junta de 5 cm. rellena con una hoja de amianto de 3,2 mm.

El tablero se apoya sobre los tabiques *U* por intermedio de chapas de cinc de 1,6 mm.; está, a su vez, cortado verticalmente el tablero en el eje de los tabiques *U* con una junta de 12 mm. rellena con mástic de asfalto.

Con estas precauciones se han prevenido los efectos de la dilatación.

En las bóvedas principales se han intercalado, en el hormigón en masa que las constituye, de 20 a 25 por 100 de gruesos mampuestos, colocados en la dirección de los radios del arco; en las pilas y muros verticales la proporción de estas piedras llegó a 30 y 40 por 100.

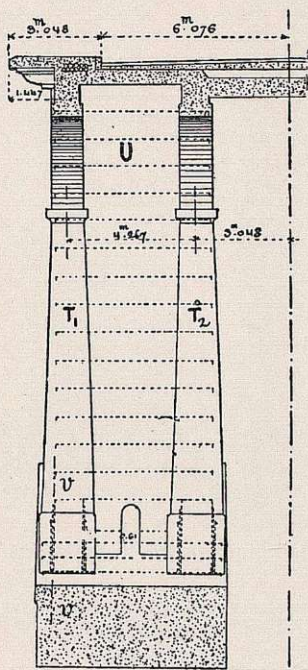


Fig. 293.

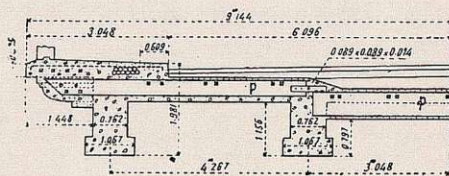


Fig. 294.

Es ésta una interesante aplicación del hormigón ciclópeo que preconizamos en ciertas partes de los puentes.

Puente de Cleveland, sobre la Rocky-River (E. U. A.) (1). Terminado en 1910. Ingenieros: Sres. Lea y Felgate.

Sus disposiciones son análogas a las de Walnut Lane, pero su arco central tiene mayor luz (85 m.).

Es todo de hormigón en masa (fig. 295).

Se han armado, sin embargo: las bóvedas de acceso, las pilas-

(1) *Grandes voûtes*, tomo II, página 95.

Puente de Spokane (Estado de Wáshington) (1). — Terminado en 1911. Para una calle (figuras 296 a 299).

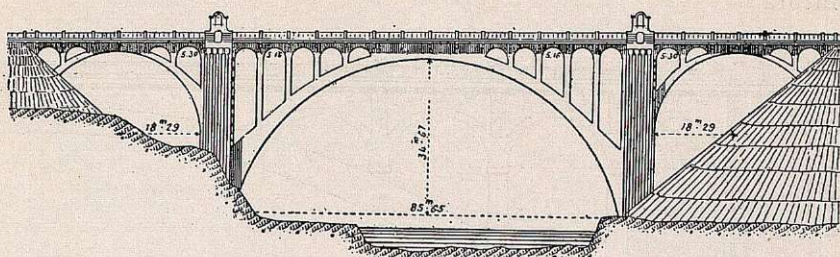


Fig. 296. Puente de Spokane.

Ingenieros: Sres. Ralston y Morton Macartney.

Es casi un puente de hormigón armado, aunque las 32 barras cuadradas de 25 mm. que lleva en el intradós y trasdós de cada

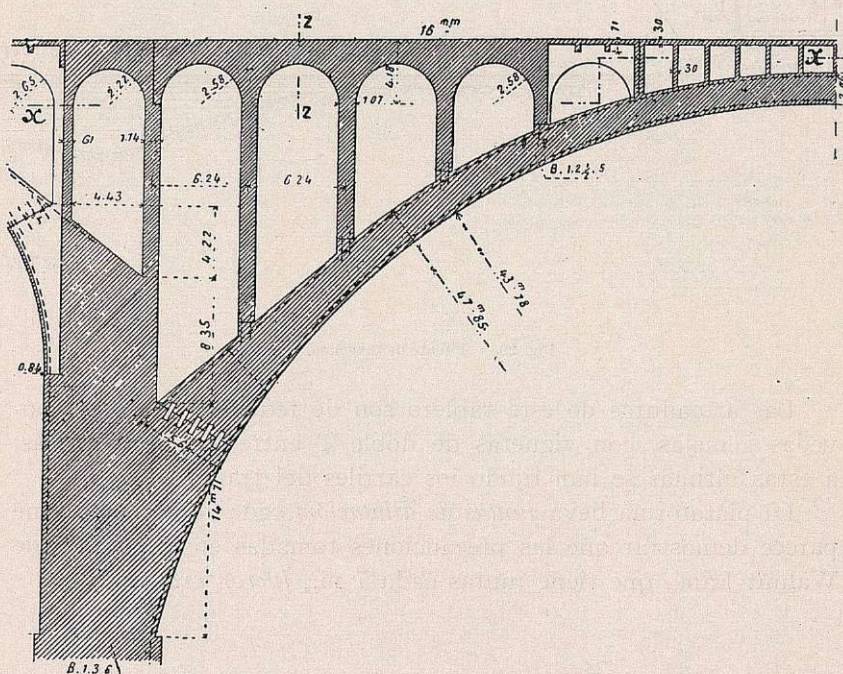


Fig. 297. Sección por y y.

(1) *Grandes voûtes*, tomo III, página 293.

una de las bóvedas principales sólo tienen por objeto combatir los efectos de la temperatura.

Los tabiques y tableros son de hormigón armado.

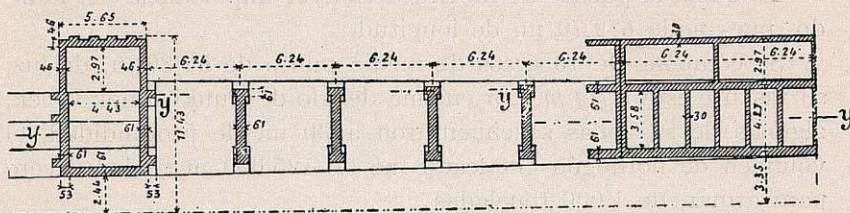


Fig. 298. Sección x x.

Es excepcional la altura del terraplén de una de las márgenes, que alcanza la cota de 38 m.

La disposición de tabiques sobre las bóvedas principales, así como los voladizos de 2,90 m. de los andenes, se asemeja a la de nuestros Modelos oficiales de puentes en arco de hormigón armado para carreteras y caminos vecinales.

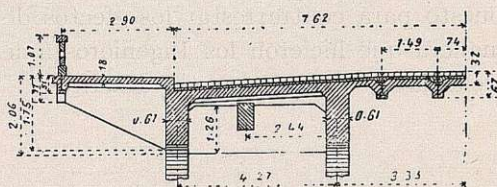


Fig. 299. Sección z z.

Puente de Nicholson (Pensilvania) (1). — Terminado en 1916. Para ferrocarril de doble vía (figuras 300 a 303).

Ingenieros: Sres. Ray y Wheaton.

Es quizá el puente de fábrica de mayor importancia del mundo, pues mide 679,70 m. de longitud.

Se compone de 10 arcos de medio punto de 54,86 m. de luz; su rasante está a 73 m. por encima del río de Tunkhannok Creek; algunas de sus pilas se cimentaron a 30 m. de profundidad; el volumen de hormigón empleado fué de 125.000 m.³; el de acero para armar, de 1.000 toneladas.

Puede considerarse que es todo de hormigón en masa, pues las armaduras que se emplearon en bóvedas y pilas sólo se han puesto para contrarrestar los efectos de la temperatura, de igual manera que hicieron los Ingenieros americanos en los puentes de Delaware y Spokane, antes descritos.

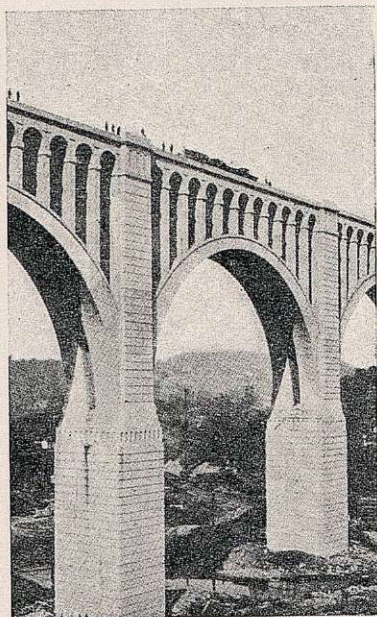


Fig. 300. Puente de Nicholson.

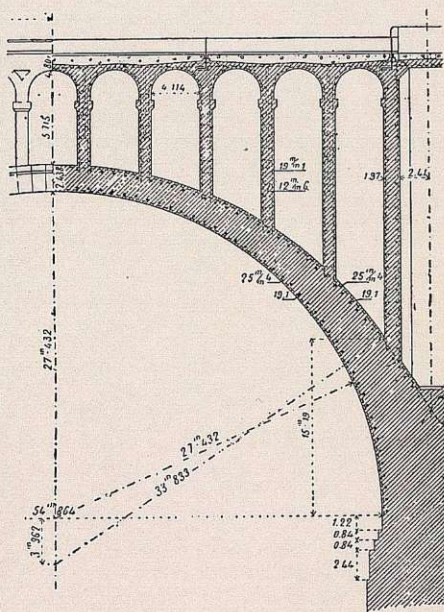


Fig. 301. Puente de Nicholson.

(1) *Grandes voûtes*, tomo VI, página 220.

Puente del Hôtel Dieu (en Lyon), sobre el Ródano (1). — Terminado en 1916. Ingenieros: MM. Janin y Aroles.

Cuatro arcos elípticos de 42-45 y 49 m. (figuras 304 y 305).

Bóvedas de sillería, tímpanos de sillarejo.

La relación del espesor de bóvedas al ancho total es de 0,51.

El tablero es parecido al del puente des Amidonniers.

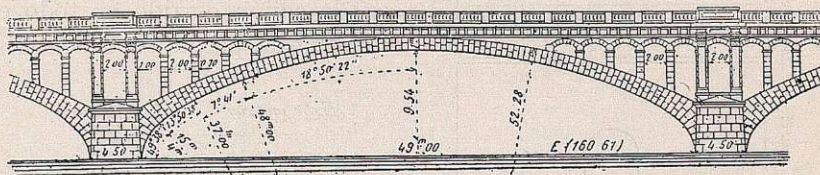


Fig. 304. Puente del Hôtel Dieu-Lyon.

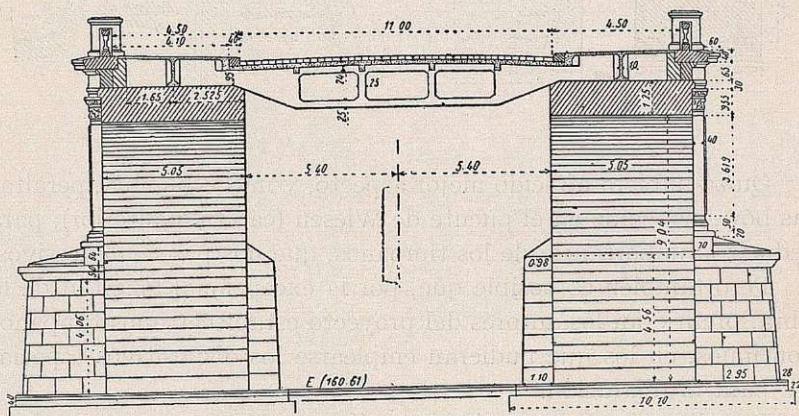


Fig. 305.

Puente de Villeneuve, sobre el Lot (Francia) (1). — Para carretera y ferrocarril de interés local (figuras 306 y 307).

Terminado en 1916. Ingeniero: M. Freyssinet.

Es el puente de fábrica de mayor luz (96,25 m.), hasta la fecha.

Las bóvedas gemelas son de hormigón en masa, con 350 kg. de portland por metro cúbico de mezcla de grava y arenas, extraídas del río y empleadas sin clasificar.

(1) *Grandes voûtes*, tomo VI, página 203.

(1) Véase fotografía en tomo I, página 133, y más detalles en *Grandes voûtes*, tomo VI, página 210.



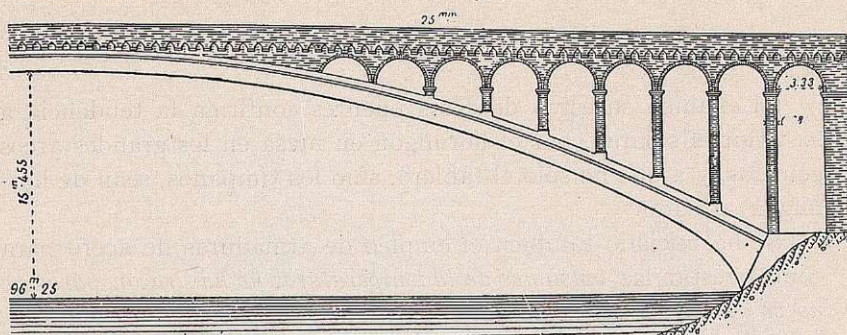


Fig. 306. Puente de Villeneuve, sobre el Lot.

Los tímpanos y pretiles son de ladrillo; el tablero y andenes, de hormigón armado.

La fibra media es una funicular del peso muerto; referida a la tangente en la clave que tiene por ecuación:

$$y = 0,47619 \left(\frac{x}{10} \right)^2 \left[1 + 0,00681819 \left(\frac{x}{10} \right)^2 + 0,0000161006 \left(\frac{x}{10} \right)^4 \right]$$

Normalmente a la fibra media se han llevado los $1/2$ espesores calculados y se ha trazado el intradós a sentimiento.

La relación de espesores de arcos al ancho útil es de 0,55.

Además de su luz excepcional, ha ofrecido este puente la originalidad de su sistema de descimbramiento, también imaginado por M. Freyssinet.

En lugar de hacer bajar las cimbras por debajo de sus bóvedas, se peraltan las bóvedas por encima de la cimbra, separando las dos semibóvedas de uno y otro lado de la clave por medio de gatos hidráulicos capaces de un esfuerzo igual al empuje que el descimbramiento produjera (1).

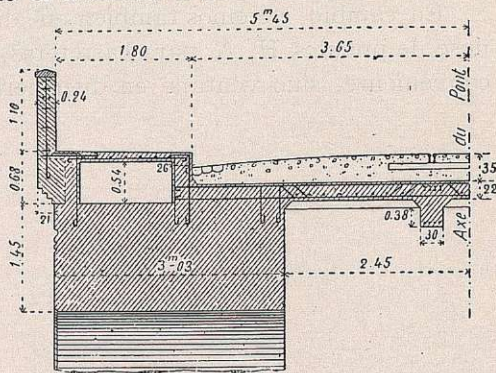


Fig. 307.

(1) En el tomo IV detallaremos este ingenioso procedimiento.



§ III. — Conclusiones

El examen sucesivo de estos puentes confirma la tendencia a sustituir el sillarejo por el hormigón en masa en los grandes arcos gemelos, y a que no sólo el tablero, sino los tímpanos, sean de hormigón armado.

Se ha iniciado también el empleo de armaduras de acero para contrarrestar las *tensiones de la temperatura*; *no hay razón para que no se aumenten las armaduras, para que resistan a otros esfuerzos.*

Asimismo se han ido reduciendo los anchos de dichos arcos, que el propio Sejourné disminuyó de 0,66 del ancho total en Luxemburgo a 0,30 en Amidonniers.

Se observa, por último, que no se ha recurrido al empleo de arcos gemelos sino en puentes con luces superiores a 40 m., para arcos de escaso rebajamiento y con anchuras de plataforma de más de 10 m.

En efecto, en las bóvedas de menor luz o en las bastante rebajadas, desaparecen casi las ventajas de los arcos gemelos.

Lo justificaremos en el capítulo XVII, al describir los Modelos oficiales de *puentes de hormigón en masa para ferrocarriles.*

En cambio, veremos también en dicho capítulo que, tratándose de puentes H. A. para carreteras, aun estrechos, no hay inconveniente, sino ventaja, en disponerlos con bóvedas gemelas.



CAPÍTULO XIV

BOVEDAS ARTICULADAS

§ I. — Disposiciones y reseña histórica.

Disposición general. — Tipos de articulación. — Reseña histórica.

§ II. — Articulaciones con plomo.

Puente de Gradefes (España). — Puente de Garching (Alemania).

§ III. — Articulaciones de rodadura.

Puentes de Gohren e Illerbeuren (Alemania).

§ IV. — Articulaciones giratorias.

Puente de Neckarhausen (Alemania).

§ V. — Bóvedas semiarticuladas.

Puente de Morbegno (Italia).

§ VI. — Conclusiones.

No se han generalizado. — Sus ventajas. — Sus inconvenientes. —
¿Cuándo deben emplearse?

§ I. — Disposiciones y reseña histórica

Disposición general. — En una bóveda rígida, inarticulada (figura 308), el menor movimiento de los estribos E_1 , E_2 provocaría grietas, inversión de esfuerzos y hasta el derrumbamiento del arco

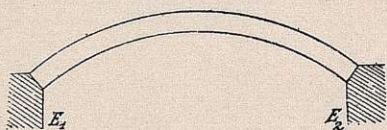


Fig. 308.

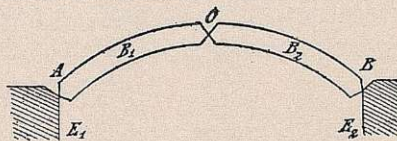


Fig. 309.

La determinación de los esfuerzos en este tipo de bóvedas exige la aplicación de la teoría elástica, que, además de ser muy laboriosa, ofrece siempre la inseguridad de sus hipótesis.

Si articulamos la bóveda en tres puntos, A , O y B (fig. 309), aquellos peligros y esta indeterminación desaparecen.

Como todas las curvas de presión pasan forzosamente por las rótulas A , O y B , se determinan los esfuerzos con la simple *Estática*; el cálculo es más fácil y seguro.

Si la bóveda se asienta, o los estribos E_1 y E_2 reculan o se hunden, las dos semibóvedas giran, sin agrietarse, alrededor de sus articulaciones.

Tipos de articulación (fig. 310). — Se pueden articular las bóvedas:

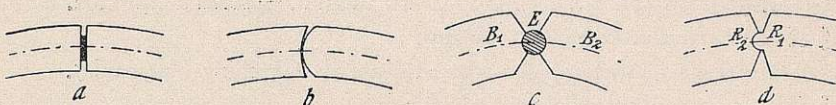


Fig. 310. Tipos de articulación.

a) Con *hojas de plomo*, intercaladas en la parte central de la bóveda, en sus dos arranques y en la clave.

b) Por *rodadura*, cortando la bóveda en claves y arranques, con juntas cuyos paramentos en contacto sean cóncavos y convexos, para que puedan rodar uno sobre otro. Los bloques de juntas pueden ser: de piedra dura, de acero, de hormigón armado o sin armar.

c) Por *giro*. Las dos semibóvedas B_1 , B_2 giran alrededor de un eje E de hierro fundido o de acero.

d) Por *giro y rodadura*. Es la articulación de *rodilla*, en la que la rótula convexa R_1 gira y rueda dentro del bloque cóncavo R_2 .

e) Con *semiarticulación*, es decir, articulando temporalmente las bóvedas durante la construcción, y enclavando después las rótulas, para transformar la bóveda en inarticulada, a los efectos de las sobrecargas móviles.



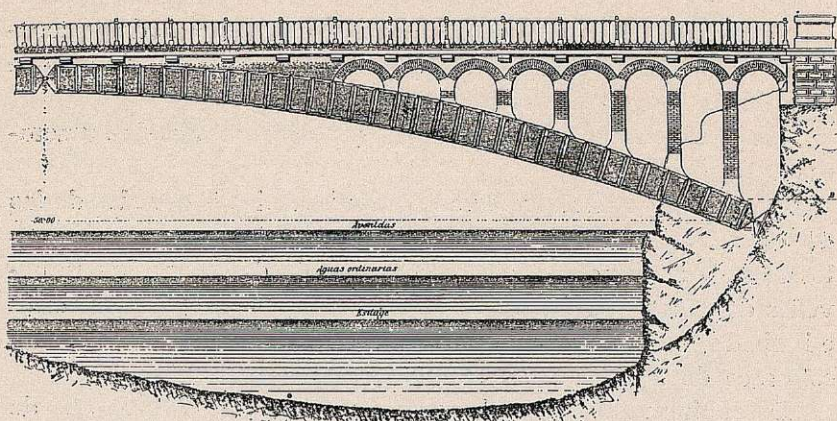
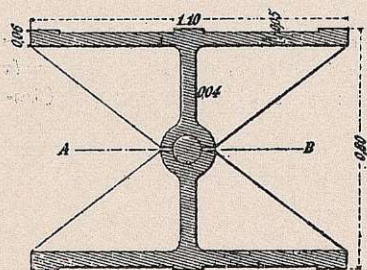


Fig. 311. Proyecto del puente de Las Segadas.

Reseña histórica (1). — Ya el gran Dupuit, en 1870 preconizaba las articulaciones de las bóvedas en sus clave y arranques, y en 1878 el Ingeniero Brosselin lo propuso también; pero como ha ocurrido con muchas ideas francesas, fueron los alemanes los que las acogieron con más interés.



Sección por A.B.

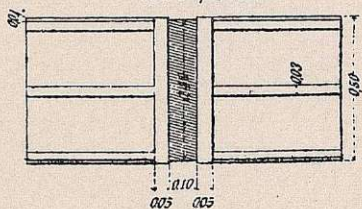


Fig. 312.

Seducido por las ventajas teóricas antes indicadas, el autor, en 1900, había proyectado, con articulaciones de giro (figuras 311 y 312), una bóveda de hormigón en masa de 50 m. de luz, sobre el río Nalón, en Las Segadas, para la carretera de tercer orden de Oviedo a Pola de Lena, cuyo proyecto fué aprobado por la Dirección de Obras públicas (2).

Las únicas bóvedas de fábrica con articulaciones que se han construido en España son las del puente de Gradefes (León), que describimos a continuación.

(1) Este epígrafe, como todo el resto de este capítulo, es un extracto del tomo IV de libro de Sejourné *Grandes voûtes*, en el que nuestro ilustre colega ha reunido copiosos datos sobre los grandes puentes con bóvedas articuladas construidos hasta 1916.

(2) En la *Revista de O. P.* de 18 y 25 de abril de 1901 publicamos la descripción y cálculo.



En cambio, los Ingenieros españoles han proyectado y construido varios arcos articulados de hormigón armado, de los que nos ocuparemos en el capítulo XX.

En el extranjero mientras tanto se habían realizado numerosas aplicaciones.

En 1916 se habían articulado en Alemania 35 bóvedas de las 41 construídas en aquel país con más de 40 m. de luz, pero los Ingenieros franceses sólo emplearon este dispositivo en 12 bóvedas de 25 a 30 m. de luz; los suizos, en 6 bóvedas; los austriacos e italianos, en 3 bóvedas en cada país, y los americanos, en un solo arco de 28 m.

Describiremos los ejemplos más característicos de cada uno de los tipos de articulaciones: con plomo, de rodadura, giratorias y semiarticuladas, para deducir de su examen comparativo las conclusiones que a nuestro juicio se deriven.

los de este proyecto; pero este puente fué adjudicado en subasta a un contratista timorato, que, ante el supuesto peligro de las articulaciones, consiguió sustituirlo por un horrible tramo metálico en celosía.

Aquellos artículos fueron reproducidos en gran parte por varios autores, que consideraron el puente como construído, entre ellos el interesante libro *El empleo del hormigón en la construcción de puentes*, por D. Francisco Mardones, Profesor de la Universidad de Chile (Santiago de Chile, 1906).



§ II. — Articulaciones con plomo

Puente de Gradefes (León), sobre el río Esla, carretera de Puente de Villarente a Almansa (1).

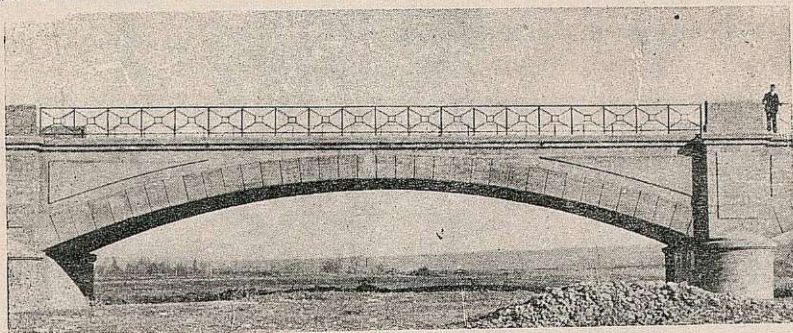


Fig. 313. Puente de Gradefes.

Proyectado por D. Bienvenido Oliver en 1904. Las obras fueron inspeccionadas por D. Francisco Cabrera.

Como el río Esla, en aquel sitio, está dividido en dos brazos, el puente tiene dos grupos de ocho y tres arcos para cada uno de los brazos.

Todos ellos son de 20 metros de luz e iguales a las figuras 313 a 315.

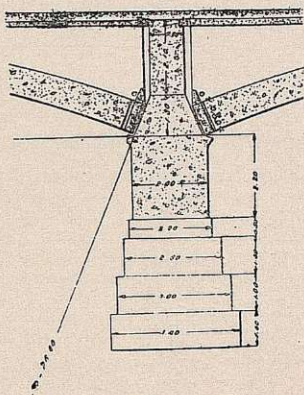


Fig. 314. Sección longitudinal.

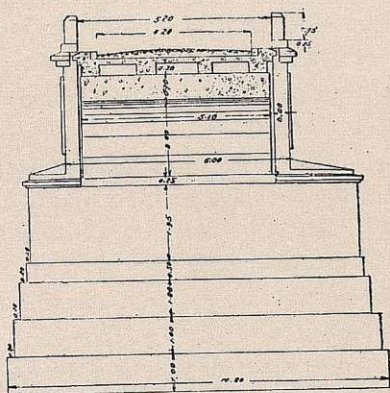


Fig. 315. Sección por la clave y planta.

(1) Más detalles en la *Revista de O. F.* de 15 de marzo de 1924.



Las articulaciones en arranques y clave se consiguieron con chapas de plomo de 22 mm. de grueso y con un ancho de la tercera parte de la junta. El plomo resiste a 300 kg./cm.²

Sobre los arcos van tabiques longitudinales de hormigón y sobre éstos un forjado de hormigón armado. Estos tabiques están separados en los arranques del cuerpo de la pila y estribos, para consentir los movimientos del arco.

Para que el firme no entrara por las juntas, se las cubrió primeramente con unas losas de hormigón armado con tejido metálico, y posteriormente se las sustituyó por un pequeño voladizo del forjado.

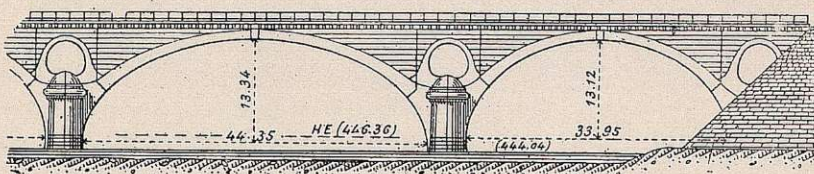


Fig. 316. Puente de Garching.

Puente de Garching (Baviera) (1). — Construido en 1908, para el ferrocarril de Muldhorf a Freilassing.

Ingeniero: Beutel.

Todo el puente es de hormigón en masa.

Son tres arcos: el central, de 44,35 m. de luz (figuras 316 y 317); los dos laterales, de 33,95 m.

Las dovelas de articulación en los riñones y clave se moldearon con hormigón, con una resistencia de 400 kg./cm.², aunque solo trabajará a 80 kg.

Las hojas de plomo eran de 15 mm. de grueso, y su disposición: en los riñones, con 0,83 m. de anchura para un espesor de bóveda de 1,75 m., o sea casi la mitad, y en la clave, con 0,38 de

(1) Detalles en *Grandes voûtes*, tomo IV, página 95.

anchura para un espesor de bóveda de 1,10 m., o sea la tercera parte.

Son las mayores bóvedas articuladas con plomo de mayor luz que se han construido hasta la fecha.

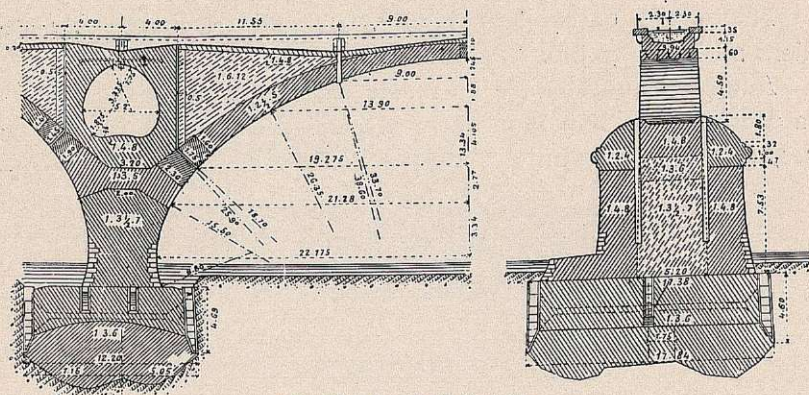


Fig. 317. Puente de Garching.

Nos permitimos, sin embargo, criticar el aligeramiento sobre la pila, pues hubiéramos preferido, para la *estática* y aun para la *estética*, aligerar los riñones, que innecesariamente se han rellenado con hormigón pobre; la reducción del peso sobre la bóveda hubiera disminuído sus espesores y empujes; la reducción de peso sobre la pila, al disminuir su componente vertical, lleva consigo, en cambio, un aumento de su espesor y del de su cimiento.



§ III. — Articulaciones de rodadura

Citaremos un ejemplo de cada tipo.

Las hay con piedra y con acero.

Puente de Gohren (Sajonia) (1). — Terminado en 1904. Ingenieros: Liebold y Cía. (figuras 318 y 319).

Aunque la bóveda (de 60 m. de luz) aparenta ser de sillería, se construyó de hormigón, menos las hiladas de arranques y claves, que son de granito y constituyen las *articulaciones pétreas*.

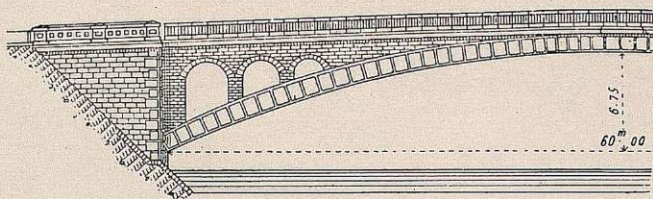


Fig. 318. Puente de Gohren.

Las juntas de contacto de estas dovelas están labradas con radios convexos y cóncavos de 20 y 10 m., respectivamente, habiéndose pulimentado su zona central.

Para las dilataciones se han cortado los tímpanos por una junta vertical *ijk* de 5 mm. (fig. 319), tapada en los paramentos por los muros en vuelta.

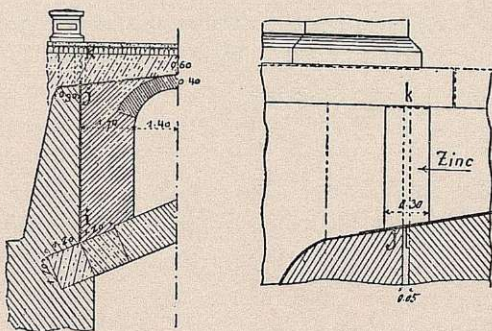


Fig. 319. Puente de Gohren.

La parte alta de la junta *ijk* está cerrada por una hoja de cinc de 300×2 mm., que se levanta por el paramento interior del tímpano.

Esta disposición es sencilla y el tipo de articulación impecable,

(1) *Grandes voûtes*, tomo IV, página 139.



pues que no corre peligro de oxidación y permite reducir los espesores de la bóveda a 1,20, 1,50 y 1,10 m. en arranques, centro del arco y clave, respectivamente.

Verdad es que se trata de un puente de carretera.

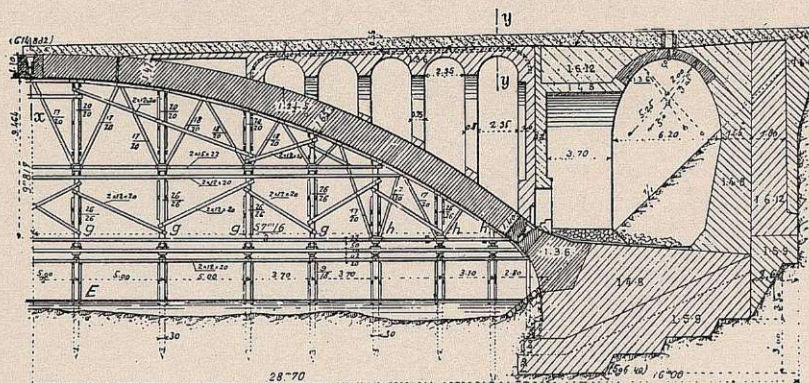


Fig. 320. Puente de Illerbeuren.

Puente de Illerbeuren (Baviera) (1), para el ferrocarril de Legan a Memmingen.

Terminado en 1904. Ingeniero: Mr. Beatel (figuras 320 y 320 bis).

Todo de hormigón en masa, con las dosificaciones en volumen de cemento, arena y grava que se indican en la figura 320.

La articulación por rodadura se efectúa por medio de unas *rótulas de acero moldeado*. (Figuras 321 y 321 bis).

Se apoyan éstas sobre unas dovelas de hormigón moldeado, dosificado a $1 \cdot 1\frac{1}{2} \cdot 1\frac{1}{2}$, por medio de hojas de plomo.

Para la dilatación se han separado, por junta vertical, la pila-estribo del último arco del tímpano del estribo propiamente dicho.

Las bovedillas de aligeramiento se han armado con siete carri-

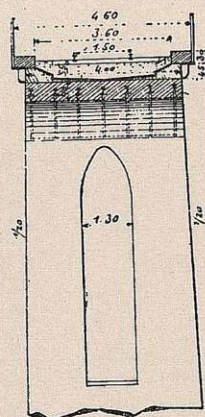


Fig. 320. bis.

(1) *Grandes voûtes*, tomo IV, página 159.

§ IV. — Articulaciones giratorias

Antes de la guerra se habían construido en Alemania cuatro puentes con articulaciones giratorias (1).

Citaremos el más importante.

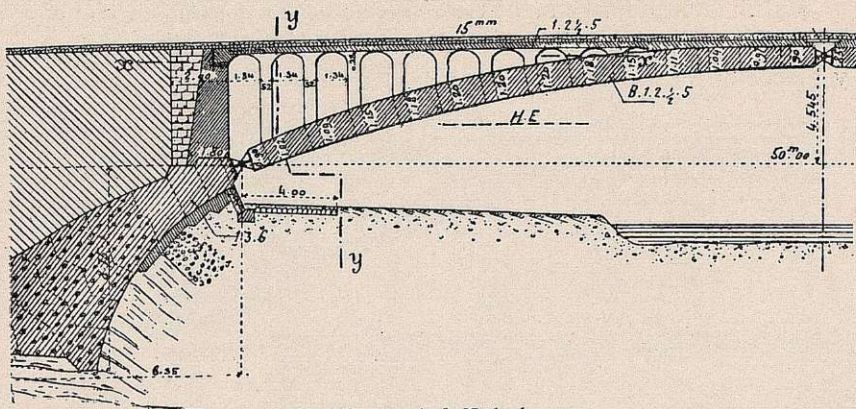


Fig. 322. Puente de Neckarhausen.

Puente de Neckarhausen, construido en 1900 (figura 322).

Es una bóveda de hormigón en masa a estribos perdidos; su dosificación en volumen de $1 \cdot 2 \frac{1}{2} \cdot 5$.

La fibra media es la curva de presiones del peso propio; el trabajo máximo del hormigón de 40 kg.

El ancho de la bóveda cerca de la clave (4,80 m) a los arranques (5,60 m.) como las ordenadas de una parábola.

Las rótulas son de hierro fundido (figura 323).

La junta de dilatación está constituida por un apoyo sobre rodillos de la primera bóveda de aligeramiento, y de una junta vertical en la parte superior del estribo.

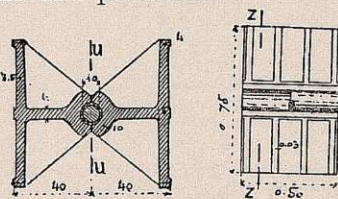


Fig. 323.

Esta misma disposición es la que habíamos proyectado en nuestro puente de las Segadas, que citamos anteriormente.

(1) Véase *Grandes voûtes*, tomo IV, página 225.



§ V. — Bóvedas semiarticuladas

Puente de Morbegno (Valtellina, Italia) (1). Línea férrea de Coliso a Sandrio. Ingenieros: Marzo y Garneri.

Terminado en 1903.

Es un arco de 70 m., con *articulaciones de rodilla*, en clave y arranques (fig. 324), *que se enclavaron* después del descimbramiento y ejecución de tímpanos.

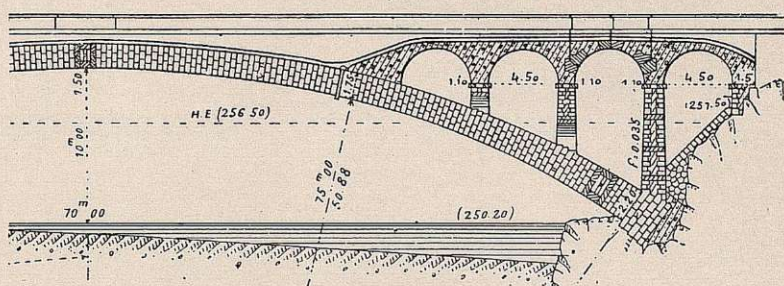


Fig. 324. Puente de Morbegno.

La bóveda principal es de sillería; los tímpanos, de hormigón y mampostería concertada.

Las articulaciones consisten en bloques de acero *a, a*, con superficies cilíndricas de contacto, fijados a unas cajas de palastro (figura 325).

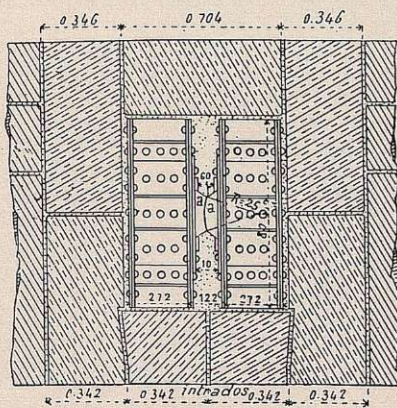


Fig. 325.

Para permitir los movimientos de los tímpanos, en los arcos de aligeramiento que corresponden a los arranques se han dejado tres juntas, *J*. (Fig. 326). En cada una de ellas se han dispuesto dos hileras con dovelas de granito labradas en cilindro, que ruedan una sobre otra, prolongándose las juntas hacia arriba en los tímpanos y pretilos.

(1) Fotografía en el tomo I, página 138 de nuestro libro. Detalles en *Grandes voûtes* tomo IV, página 65.

El autor se permite indicar que podía haberse sustituido la gran bóveda por arcos de menor luz; *el régimen torrencial de un río no es motivo suficiente para suprimir las pilas.*

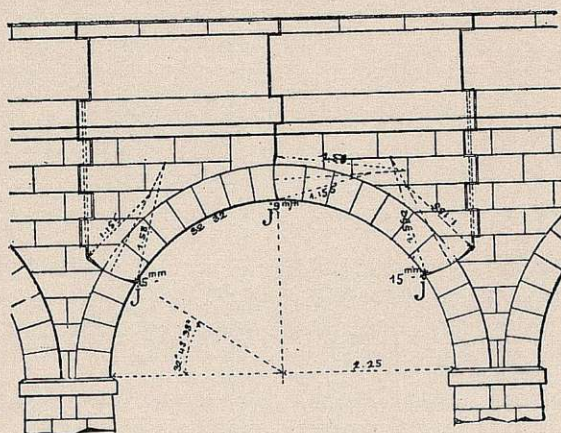


Fig. 326.

El dispositivo de dilatación que se aplica en dos arcos de tímpanos nos parece complicado; tampoco ha evitado dos grietas de 3,5 mm. encima de otro de los arcos de aligeramiento.

Las cajas de palastro, que son un intermediario caro y muy oxidable, entre la rótula y la fábrica, se sustituyen hoy día, con ventaja, por los demás tipos de articulación que hemos examinado.

Por último, el enclavamiento de estas articulaciones las sustrae *en parte* a la oxidación; en cambio, somete toda la junta a las oscilaciones de la curva de presiones bajo los efectos de las sobrecargas y temperatura (1).

(1) El autor piensa sobre esto: «¡Si votos, para qué rejas!»

§ VI. — Conclusiones

No se han generalizado. — A pesar de las ventajas teóricas de las bóvedas articuladas, y del gran número de bóvedas que, sobre todo en los años 1904 a 1908, se construyeron en Alemania, no se ha generalizado su empleo ni en Europa ni en América, y aun en aquel país siguen preferidas las bóvedas rígidas.

Es, pues, evidente que ofrecen inconvenientes, si no peligros, contra los que debemos estar en guardia.

Resumamos sus ventajas e inconvenientes.

Sus ventajas. — Su cálculo es mucho más fácil y bastante más preciso que el de las bóvedas rígidas, en las que para luces que excedan de 40 metros puede ser peligroso no estudiarlas como piezas hiperestáticas.

Soportan, sin agrietarse, los movimientos en la cimbra y las oscilaciones de la curva de presiones por la temperatura y sobrecargas móviles.

Permiten un *asiento* o *corrimiento* de los estribos en terrenos flojos, así como la *deformación elástica* de los estribos cuando éstos son muy altos.

La menor amplitud de oscilaciones en la curva de presiones *permite reducir los espesores* de las bóvedas y, por tanto, sus empujes en los estribos.

Sus inconvenientes. — Son más delicadas de construir; en efecto, la colocación de las articulaciones en la clave y arranques, su fijación durante el asiento de los sillares inmediatos, o el moldeo del hormigón adyacente a las articulaciones, exige precauciones más costosas que la construcción de una bóveda rígida.

La economía en los espesores de bóvedas está también compensada por el coste de las articulaciones, que puede ser considerable.

Las rótulas metálicas son oxidables, puede romperse la parte fundida y *no hay medio práctico de sustituirlas*.

La oxidación se evita con las articulaciones de plomo o las de piedra, pero aquéllas sólo se han empleado para luces de 40 m., y las de piedra, aunque se han aplicado a bóvedas de 60 m., están expuestas a la rotura de una rótula por un defecto invisible del sillar.



¿Cuándo deben emplearse? — Confiesa el autor que ha modificado las opiniones que profesó hace treinta años, hasta el punto de no haber proyectado ya ninguna bóveda articulada.

Desde luego, es incuestionable que no deben articularse sino grandes bóvedas; en las inferiores a 40 m. de luz, las ventajas de las articulaciones están compensadas por sus inconvenientes.

Pero aun para luces mayores de 40 m. parécennos preferibles otras soluciones menos... acrobáticas, y permitásenos la calificación.

Claro es que si no hay confianza en la inconvencionalidad del cimentamiento, no deben proyectarse bóvedas rígidas, y que la articulación está indicada.

Pero es aún preferible en estos casos *suprimir la dificultad*, recurriendo a tramos rectos independientes, ya metálicos o mejor aún de hormigón armado, que sólo determinan reacciones verticales; en éstos un asiento de un estribo o pila no repercute en la estabilidad de la obra y puede fácilmente corregirse.

Por último, observemos que la mayor parte de las bóvedas articuladas de gran luz que se han construido podían haberse proyectado con arcos de menor luz y de mayor flecha.

¿A qué ese afán de proyectar arcos de 50 y 60 m. de luz, con rasantes bajas, si caben apoyos intermedios?

Serán, pues, muy excepcionales los casos en que parezca convenir articular las bóvedas.

Y aun en éstos el autor preferirá rehuir de este artificio constructivo, ya que hoy se dispone de otras muchas disposiciones, ofreciendo mayor tranquilidad.



CAPÍTULO XV

RESUMEN DEL TOMO III

Necesidad de anteproyectos.—Apoyos.—Bóvedas hasta 40 m. de luz —Típanos.—Grandes bóvedas.—Bóvedas gemelas.—Bóvedas articuladas.—Inconveniente principal de las bóvedas de fábrica.—Decoración.—Conclusión final.

Aunque ya parcialmente hemos resumido en casi todos los capítulos que anteceden las conclusiones que nos ha sugerido el examen de las disposiciones más características, no está de más que recapitulemos ahora la sustancia de su estudio comparativo.

Necesidad de anteproyectos. — Ante la variedad de tipos y disposiciones de que hoy dispone el ingeniero, es, ante todo, obligado, una vez elegido el emplazamiento, determinado el desagüe y fijadas la rasante y distribución de la plataforma, la elección aproximada de tipos y luces que conviene adoptar.

Las tablas de pesos por luces y sobrecargas que se encuentran hoy en los libros sobre Puentes metálicos y los Modelos oficiales para puentes de hormigón armado, de que disponemos en España para los caminos vecinales, carreteras y ferrocarriles, facilitan extraordinariamente la comparación entre las soluciones posibles para cada caso.

Asimismo, para anteproyectos de soluciones de fábrica, los espesores de bóvedas, estribos, pilas y demás elementos, pueden rápidamente fijarse, con lo que se cubican y valoran en pocas horas las varias disposiciones clásicas que quepan dentro del perfil comprendido entre la rasante, los niveles de estiaje y crecidas y las líneas del terreno y capas del subsuelo.

Apoyos. — Los estribos y pilas, que resisten generalmente por gravedad, deben construirse, en general, con fábricas económicas y morteros más pobres que en las bóvedas, pues las soluciones de hormigón armado para los apoyos suelen ser más caras.



Tampoco conviene recargar el gasto de estos elementos con despiezos complicados y en desuso; bueno que se antepongan tajamares en las pilas, *si la corriente del río así lo pide*, pero no las encarezcamos con sombreretes perfilados y arcaicos, ni con sillerías curvas; el hormigón en masa, o, a lo sumo, la piedra artificial, suprimirán con gran economía aquellas labores estériles.

Bóvedas hasta 40 m. de luz. — Muy contados serán los casos en los que se necesiten luces superiores a 40 m. Después de una primera eliminación de las soluciones más costosas, habrá que ir perfilando las que ofrezcan pequeñas diferencias de presupuesto.

Serán aún más excepcionales aquellas en que puedan convenir las bóvedas de sillería, ni siquiera las de sillarejo.

Desaparecidos los temores que detuvieron su general sustitución por bóvedas de hormigón, con este material deben proyectarse los arcos de fábrica, a menos que exigencias artísticas (?), o la baratura de la piedra labrada, impongan o permitan el empleo de sillares.

Es conveniente reducir el ancho de las bóvedas y el subsiguiente de los tímpanos y apoyos al de la calzada en puentes y carreteras, y al de la vía en puentes de ferrocarriles; los andenes en uno y otro caso deben proyectarse con voladizos de hormigón armado.

Tímpanos. — Análogo criterio debe seguirse en la elección de los tímpanos.

Para arcos muy rebajados pueden dejarse macizos hasta luces de 20 metros; para los demás arcos deben aligerarse a partir de unos 15 metros.

Son preferibles, en general, los aligeramientos transversales con arcadas de hormigón en masa, o mejor aún, tableros y tabiques de hormigón armado de 1,50 a 2,50 m. de luz.

Grandes bóvedas. — Se ha abusado de ellas, por el afán de proyectar obras monumentales, con punible lucimiento para su autor.

Antes de acometer un proyecto de este tipo hay que tener la seguridad de que no resulte más económico el reducir las luces, ya que los progresos y los medios mecánicos de la cimentación permiten reducir el coste y los peligros de las pilas.



Las grandes bóvedas continuas de sillería deben suprimirse; las de sillarejo deberán únicamente emplearse si esta fábrica resultara a igual o menor precio que el hormigón, ya que este material tiene tanta resistencia y duración como aquél.

Bóvedas gemelas. — Deben emplearse en grandes bóvedas para anchos de 6 m. en adelante.

El ancho de cada una de las bóvedas puede ser el $\frac{1}{6}$ del ancho entre barandillas; sigue siendo económico disponer los andenes en voladizo, y no hay motivo, sino, por el contrario, ventaja, en que los tímpanos sean de hormigón armado, como lo debe ser siempre el tablero en este tipo de bóvedas gemelas.

Bóvedas articuladas. — Mientras circunstancias especialísimas no obliguen a ello, las articulaciones resultan caras y precarias en muchos casos.

Si hay presunción de que los apoyos cedan por la inconsistencia del terreno, es preferible suprimir los considerables empujes oblicuos y variables que producen las grandes bóvedas, recurriendo a disposiciones de tramos rectos o arcos atirantados que sólo produzcan reacciones verticales y uniformemente repartidas sobre los cimientos.

Inconveniente principal de las bóvedas de fábrica u hormigón en masa. — Tienen hoy los ingenieros de ferrocarriles una predilección general para las bóvedas de fábrica, y ahora de hormigón en masa, que están justificadísimas en todos aquellos puentes o viaductos en los que los ríos que atraviesan permitan construir *con seguridad* las pesadas y rígidas cimbras que exige la construcción de aquellos arcos macizos.

Pero si, como en España principalmente ocurre, el régimen fluvial es irregular; si durante el curso de la obra hay probabilidad de una crecida repentina e impetuosa (hay ríos que en pocas horas suben muchos metros), es evidente, entonces, que la construcción de los arcos estará constantemente expuesta a la destrucción completa de una o varias cimbras y de las bóvedas aun no terminadas o insuficientemente endurecidas. Los ingenieros que dirigen estas obras, y el autor lo ha sufrido también, viven períodos angustiosos, pendientes del barómetro y de las lluvias, im-



tentes para luchar contra la devastación de las crecidas, que arrastran árboles corpulentos y a veces puentes de madera, que, como arietes poderosos, arrasan las cimbras mejor concebidas y cuanto sobre ellas se apoya; no sólo es una pérdida importante, sino un retroceso sensible en la ejecución.

Pues bien: en tales casos deben evitarse sus riesgos recurriendo al empleo de arcos de hormigón armado con armaduras rígidas, que describiremos en el tomo IV (1), en los arcos de hormigón.

Se reduce así el volumen y el peso de las bóvedas; las cerchas rígidas que arman el hormigón pueden montarse con andamios ligeros o, mejor aún, con una instalación de cable aéreo; los moldes de las bóvedas se colgarán de las cerchas; se trabaja, pues, a placer, sin el temor a las crecidas.

A pesar de estas ventajas, el gasto total del puente no será superior al de la bóveda de fábrica u hormigón y, por último, las armaduras aseguran la resistencia a las tensiones que la temperatura y otros esfuerzos secundarios ejercen en todos los arcos. Pero sobre todo se suprimirá el peligro de una grave y costosa contingencia durante la construcción, que todo ingeniero consciente debe evitar, cuando sea posible y económica, como en los casos citados.

Decoración. — Aunque en el tomo IV dedicaremos un capítulo a este tema, conviene adelantar que la tendencia actual es la de simplificar la decoración de los puentes, suprimiendo todos los adornos, que empequeñecen la silueta.

El efecto estético debe obtenerse por las proporciones; hay que rechazar las pueriles imitaciones de sillería y las filigranas confusas de adornos y molduras.

Conclusión final. — Los puentes de fábrica son buenos, pero suelen ser más caros que los de hormigón armado, sobre todo cuando falta experiencia. Habrá que comparar unos y otros.

Unas semanas de estudio, que pueden representar mil pesetas de gasto, podrán producir economías céntuples.

No olviden los ingenieros que además de *técnicos* deben ser

(1) Citamos algunos ejemplos en nuestro artículo «Ventajas de las armaduras rígidas en los arcos», publicado en la *Revista de Obras Públicas*.



economistas y gerentes, y que los intereses compuestos de un aumento inútil en el coste de un puente permitirán en pocos años ejecutar otro puente mejor que el proyectado.

Tengan, además, siempre presente que el hormigón es el material por excelencia del ingeniero, pues además de ser tan duradero como la piedra, puede ejecutarse con peones y maquinaria, mientras que los tan decantados puentes de sillería exigen una legión de obreros especialistas, de reclutamiento difícil, de jornales elevados y de manejo algún tanto... delicado.

Consignamos esta última apreciación, si bien añadiendo que los obreros, que son nuestros indispensables colaboradores, deben remunerarse con largueza, en proporción a su rendimiento, y ser objeto de los más paternales cuidados y exquisitas consideraciones por parte del personal directivo de las obras.



FE DE ERRATAS

	Dice	Debe decir
Página 84	3,70	3,60
Página 99	Marzo	Mayo
Página 159	hinca	línea
Página 244	Puentes	Puente



